



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

EVALUACIÓN DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN GENERADA POR DESCENSO DEL NIVEL FREÁTICO

ING. JUAN CARLOS GARZÓN RODRÍGUEZ

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola
Bogotá D.C., Colombia
2011

EVALUACIÓN DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN GENERADA POR DESCENSO DEL NIVEL FREÁTICO

Juan Carlos Garzón Rodríguez

Trabajo de investigación presentado como requisito parcial para optar al título de:
Magister en Geotecnia

Director:
I.C. M.Sc.FÉLIX HERNANDEZ RODRÍGUEZ

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola
Bogotá D.C., Colombia
2011

A mi Jhoy

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar un profundo agradecimiento al profesor Félix Hernández, por sus enseñanzas y apoyo desde los años de pregrado. Por su apoyo, dedicación y paciencia en la dirección de esta tesis de Maestría, muchas gracias Profesor.

A la Universidad Nacional de Colombia por brindarme la oportunidad de crecer personal y profesionalmente, en especial a los docentes del área de geotecnia, cuyo profesionalismo y sentido de pertenencia son una motivación importante cuando las cosas se ponen difíciles

A mis padres, por su apoyo, formación personal que me brindaron y el ejemplo que siempre me han dado.

A mi novia Johanna Tocasuche, por su apoyo durante este proceso, por ser una motivación muy importante para conseguir los logros propuestos y por su amor sincero.

Al ingeniero Josué Díaz, por su valiosa ayuda para desarrollar la herramienta computacional que hace parte de este trabajo.

A mi sobrina Mariana, mi hermana Yolima y su esposo Francisco, por creer en mí.

A mis amigos Juan Carlos Cortés Cortés, Rober Rojas y Raul Tolosa, por su apoyo incondicional y por el ánimo que me dieron en todo momento.

Resumen

En el presente documento se hace un recuento de algunos casos importantes de deformación asociada a los descensos del nivel piezométrico y nivel freático, para posteriormente proponer una formulación que permita determinar los asentamientos asociados al nivel freático, teniendo en cuenta el efecto de incremento de esfuerzos efectivos y el flujo asociados al abatimiento del nivel freático. La metodología para determinar la deformación superficial se sigue a través de un programa de computador (macro instrucción) realizada en formato de hoja electrónica del programa Excel, con esta herramienta se puede determinar la sensibilidad del abatimiento del nivel freático y de la deformación con las propiedades que gobiernan el proceso, permeabilidad y modulo de compresibilidad, así como hacer un seguimiento al fenómeno en a través del tiempo.

Palabras claves: *Subsidencia, consolidación, abatimiento, nivel freático, esfuerzos efectivos, esfuerzos de infiltración.*

Abstract

In this document gives an account of some important cases of deformation associated with declines in piezometric level and groundwater level in order to propose a formulation to determine the settlements related to water table, taking into account the effect of increasing effective stress and the flow associated with the depletion of water table. The methodology for determining the surface deformation is followed by a computer program (macro command) implemented in spreadsheet format in Excel, this tool can determine the sensitivity of the depletion of the water table and the deformation properties governing the process, permeability and compressibility module and track the phenomenon over time.

Keywords: *Subsidence, consolidation, depletion, water table, effective stress, seepage stress.*

Contenido

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Generalidades	2
1.2 Justificación	4
1.3 Objetivos	6
1.4 Alcance.....	7
2. REVISIÓN CASOS DE SUBSIDENCIA	8
2.1 Subsistencia originada por extracción de agua subterránea.....	9
2.2 Subsistencia causada por explotación de agua subterránea en la ciudad de Suzhou, China [3].....	9
2.3 Subsistencia causada por explotación de agua subterránea en la planicie de Hangzhou-Jianxing-Huzhou, China [9]	12
2.4 Caracterización de subsidencia inducida por descensos en el nivel piezométrico del agua subterránea en el área de Su-Xi-Chang, China. [12]	14
2.5 Subsistencia en de Ciudad de México [16, 5, 14].....	16
2.6 Caracterización de subsidencia en El área de la cuenca Chalco. (México) [1, 5, 16, 14]	18
2.7 Caracterización de subsidencia en El área del Proyecto del Lago de Texcoco [1, 5, 16]	20
2.8 Caracterización de subsidencia en el área de EE.UU. [16, 13, 15, 14].....	20
2.9 Caracterización de subsidencia en el área Arizona Central [16, 13, 15, 14]	21
2.10 Caracterización de subsidencia en el área del Valle de San Joaquín en California. [16, 15, 14]	22
2.11 Caracterización de subsidencia en el área del Valle de Santa Clara en California. [16, 13, 15, 14]	24
2.12 Caracterización de subsidencia en El Área de Houston-Galveston en Texas [16, 15, 14]	26
2.13 Caracterización de subsidencia en Bangkok. [16]	27
2.14 Caracterización de subsidencia en Japón. [16, 14]	28
2.15 Caracterización de subsidencia en el área de la Llanura de Nobi. [16, 14].....	29
2.16 Caracterización de subsidencia en el área de Niigata. [16, 14]	30
2.17 Subsistencia unidimensional no lineal de un suelo saturado. Aplicación al casco urbano de Murcia. [16, 17].....	31
2.18 Descensos del nivel freático en Bogotá, Colombia. [10, 11]	32
3. MARCO TEÓRICO	35

3.1	Flujo de agua en suelos.....	36
3.2	Teoría de consolidación.....	37
3.3	Teoría de compactación de sistemas acuíferos multicapa [14].....	38
3.4	Tipos de esfuerzos	41
3.5	Análisis esfuerzos deformación	42
3.6	MODELOS DE PREDICCIÓN DE SUBSIDENCIA.....	49
3.6.1	Métodos empíricos	49
3.6.2	Métodos semi-teóricos.....	52
3.6.3	Métodos teóricos	56
3.7	Problemas de frontera libre. [6, 19].....	62
3.7.1	La ecuación del calor y la conservación de la masa.	65
4.	FORMULACIÓN MATEMÁTICA	69
4.1	Descripción del problema	70
4.2	Solución como problema de frontera libre.....	71
4.3	Solución determinando abatimiento del nivel freático y asentamiento asociado, para intervalos de tiempo.....	72
4.3.1	Ecuación de gobierno del abatimiento de nivel freático	72
4.3.2	Ecuación de gobierno la deformación.....	78
4.4	Esquema de solución numérica.....	81
4.4.2	Condiciones iniciales	81
4.4.3	Pasos de cálculo	83
5.	RESULTADOS DE LA MODELACIÓN.....	87
5.1	Escenarios de modelación.....	88
5.2	Modelo con descenso inmediato.....	88
5.3	Modelo con descenso inmediato y diferente permeabilidad	93
5.4	Modelo con descenso gradual	96
5.5	Modelo resolviendo la ecuación de consolidación con frontera móvil	102
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	105
6.1	CONCLUSIONES.....	106
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	108

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sección hidroestratigráfica en el área de subsidencia. Ref [3].....	11
Figura 2 Comparación entre los asentamientos medidos (punto) y los asentamientos simulados (línea) obtenidos en el estudio realizado para la ciudad de Suzhou. Ref [3]...	12
Figura 3 Sección hidroestratigráfica en el área de estudio. Ref [9].....	14
Figura 4 Sección hidroestratigráfica típica del área Xi-Chang. Ref [12].....	16
Figura 5. Magnitud de subsidencia del terreno debido a extracción de agua subterránea, USA, el número al interior de la columna representa el área en Km ² . Ref [14]	21
Figura 6. Relación entre cambios de esfuerzo efectivo y asentamientos por abatimiento del nivel freático calculados para diferentes posiciones del nivel freático. Ref [11].....	34
Figura 7. Hidrógrafas, cambio en los esfuerzos aplicados, compactación, subsidencia y relación esfuerzos-deformación. Ref [14].....	43
Figura 8. Curva típica de consolidación. Ref [14].....	44
Figura 9. Gráfica de compresibilidad para muestras de suelo fino granular provenientes de cuatro perforaciones realizadas en el suroeste de los Estados Unidos y para arcillas puras ensayadas por Chilingar y Knight (1960). Ref [14].....	46
Figura 10. Coeficiente de compresibilidad mv (cm ² /kg) contra profundidad (m). Ref [14].....	48
Figura 11. Ajuste a una curva cuadrática (punto de referencia No. 2179, Niigata). Ref [14].....	49
Figura 12. Relación de tipo logarítmico entre la subsidencia y el tiempo. Ref [14].....	50
Figura 13. Ajuste a una curva exponencial (punto de referencia No. 2179, Niigata). Ref [14].....	50
Figura 14. Relación entre la subsidencia y la disminución del nivel de agua, en el área de Houston, Texas (Gabrysh, 1969). Ref [14]	51
Figura 15. Correlación entre la subsidencia y el cambio en la cabeza artesiana en el oeste del Condado de Fresno, California (Lofgren, 1969). Ref [14].....	51
Figura 16. Relación entre el hundimiento anual del terreno y la correspondiente descarga (Kumai, 1969).....	54
Figura 17. Correlación entre el hundimiento y la descarga de agua subterránea (Comité Editorial de subsidencia del terreno en Osaka, 1969).....	54
Figura 18. Volumen acumulado de subsidencia y bombeo, Los Banos-Kettleman City, California. Los puntos en la curva de subsidencia indican los tiempos de control de nivelación (Poland, 1975)	55
Figura 19 Problema de Stefan unidimensional ejemplificado por un recipiente con hielo. Ref [6].....	63
Figura 20 Problema de Stefan unidimensional. Ref [6].....	64
Figura 21 Problema de Stefan unidimensional.....	66
Figura 22 Dispositivo físico que simula el problema de deformación por consolidación inducida por el descenso del nivel freático.....	71
Figura 23. Esquema del modelo con detalle	73
Figura 24. Formulario para el ingreso de datos, paso 1-geometría	82

Figura 25. Formulario para el ingreso de datos, paso 2-discretización	83
Figura 26. Resultado gráfico típico del modelo	86
Figura 27. Esquema del modelo físico que representa el modelo numérico implementado, en la figura de la derecha se observa un detalle de los dos primeros estratos discretizados	90
Figura 28. Altura de la columna de agua y de la columna de suelo en función del número de intervalos de tiempo	91
Figura 29. Abatimiento del nivel freático, expresado en metros, en función del tiempo de simulación expresado en número de días. (a) Escala aritmética-aritmética y (b) escala Log-Log	92
Figura 30. Esquema del modelo físico que representa el modelo numérico implementado para observar la influencia de la permeabilidad en el proceso	93
Figura 31. Abatimiento y asentamiento en función del número de intervalos de tiempo	94
Figura 32. Relación asentamiento-abatimiento para modelos con relación de permeabilidad de 100	96
Figura 33. Abatimiento y asentamiento del terreno, para una tasa de descenso de la cabeza piezométrica de 0,5m/año	97
Figura 34. Abatimiento y asentamiento del terreno, para una tasa de descenso de la cabeza piezométrica de 1,0m/año	98
Figura 35. Abatimiento y asentamiento del terreno, para una tasa de descenso de la cabeza piezométrica de 1,5m/año	99
Figura 36. Abatimiento y asentamiento del terreno, para una tasa de descenso de la cabeza piezométrica de 2,0m/año	99
Figura 37. Abatimiento del nivel freático para descenso del cabeza piezométrica inmediato y gradual a diferentes tasas	100
Figura 38. Asentamiento del terreno asociado al abatimiento del nivel freático cuando el descenso del cabeza piezométrica es inmediato y gradual a diferentes tasas	101
Figura 39. Relación asentamiento/abatimiento cuando el descenso de la cabeza piezométrica es inmediato y gradual a diferentes tasas	102
Figura 40. Variación de la presión de poros en el tiempo, cada curva corresponde a un elemento de suelo, a) descenso de cabeza piezométrica con tasa de 0,5m/año; b) descenso inmediato de cabeza piezométrica	102
Figura 41. Comparación entre los resultados del modelo, a) de consolidación con frontera móvil y b) de abatimiento-asentamiento por intervalos de tiempo	104

ANEXOS

Archivo Excel PLANTILLA MACRO.xlsm

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se expone la importancia del tema estudiado, la justificación de realizar la presente tesis, los objetivos planteados y el alcance de la tesis.

1.1 Generalidades

La deformación del suelo producto del cambio en los esfuerzos es un tema de interés que ha generado grandes desarrollos en la mecánica de suelos; los mecanismos que dan origen a esta relación entre esfuerzos y deformaciones constituyen los principios básicos de esta disciplina, derivando en teorías como el principio de esfuerzos efectivos y la teoría de consolidación.

El mecanismo de deformación más recurrente en la práctica de la ingeniería geotécnica es la imposición de cargas en la superficie de la masa de suelo, sin embargo la deformación puede presentarse no solo en respuesta a los incrementos de esfuerzos inducidos por cargas externas, los cambios volumétricos de la fase líquida y de la fase gaseosa contenidos en la masa de suelo contribuyen a la deformación y el efecto de estos mecanismos de deformación puede llegar a ser considerable.

El mecanismo de deformación que se trata en esta tesis está asociado a la extracción del agua que se aloja en los poros de una masa de suelo fino saturado, es decir el proceso en el cual el agua contenida en los poros fluye a través del suelo saturado, partiendo de una condición hidrostática determinada por la posición inicial del nivel freático y hacia una condición final en que el flujo de agua se detiene al alcanzar nuevamente el equilibrio hidrostático.

El estudio de la deformación asociada al flujo del agua bajo las condiciones descritas anteriormente, requiere definir otra serie de condiciones que permiten enfocar la solución del problema hacia un caso práctico; en el presente estudio, el flujo vertical y la deformación unidimensional del suelo, en el sentido del flujo, constituyen condiciones determinantes en la forma como se plantea la solución.

El fenómeno físico más representativo del mecanismo de deformación que es abordado en el presente estudio, es la subsidencia unidimensional asociada al descenso en los niveles piezométricos de los sistemas acuíferos, como se puede evidenciar en los casos de subsidencia analizados como parte del proceso de revisión bibliográfica, el componente principal de los hundimientos de la superficie del terreno es la compresión de estratos de suelo fino, es decir de los acuitardos intercalados entre los acuíferos.

La subsidencia regional producto de la explotación de agua subterránea es un fenómeno complejo debido a la no uniformidad temporal y espacial que conllevan los procesos de extracción. De igual forma, la complejidad de los materiales involucrados, cuyos parámetros mecánicos exhiben anisotropía dependencia del tiempo y de la historia de esfuerzos, sumado al desconocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales y del campo de flujo, hace difícil estimar cuantitativamente la relación dinámica que existe entre la explotación de agua subterránea y la subsidencia del terreno.

En el capítulo 2 de la tesis se hace una descripción de algunos casos importantes de subsidencia ocurrida en diferentes partes del mundo, resaltando aspectos importantes

para este estudio como son las características del medio en que ocurre, los máximos hundimientos generados, el tiempo en que se producen y la relación entre asentamiento y descenso de la cabeza piezométrica evidenciada.

El capítulo 3 se presenta un resumen de las teorías de mayor aplicación en la determinación de hundimientos del terreno por efecto de extracción de agua subterránea, pasando por la descripción de métodos empíricos, semí-teóricos y teóricos. Las leyes que permiten modelar y comprender la manera en que el agua fluye en el suelo y los efectos en la deformación que este flujo puede tener también se incluyen en este capítulo.

La formulación matemática para determinar el abatimiento del nivel freático, como respuesta a un desequilibrio de energía del fluido contenido en la masa de suelo, es derivada en el capítulo 4; de igual forma en este capítulo se presenta la formulación empleada para determinar los asentamientos asociados al flujo del agua que tiene lugar través de la columna de suelo, sumados a los asentamientos por efecto del alivio en la presión de agua.

En el capítulo 5 se presenta el esquema de solución establecido para simular la variación de la posición del nivel freático y la posición de la superficie del terreno, para un periodo de tiempo definido. Se incluyen los resultados de modelaciones correspondientes a dos escenarios de condiciones externas que inciden en el flujo del agua a través del suelo, estos escenarios están definidos por el descenso inmediato o gradual de la presión de agua en el acuífero confinado que subyace al acuitardo en estudio, también se simulon escenarios definidos por estratigrafía variable, tanto en número de estratos y posición de los estratos dentro de la columna de suelo simulado, esto con el fin de determinar la influencia de estos parámetros en la respuesta del modelo.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas del presente estudio.

Por último, el capítulo 7 incluye las referencias bibliográficas que fueron consultadas durante el desarrollo de la presente tesis.

1.2 Justificación

El crecimiento acelerado de las ciudades impone una necesidad de abastecimiento de agua, y una fuente de este recurso se encuentra en el subsuelo; el aprovechamiento del agua subterránea en cuencas sedimentarias caracterizadas por la alternancia de acuitardos y acuíferos trae consigo el hundimiento generalizado de la superficie del terreno.

El hundimiento del terreno es lento e imperceptible en los primeros años de extracción y por ello pasa desapercibido por mucho tiempo; sin embargo la tendencia cada vez más creciente de la explotación del agua subterránea, con tasas de extracción mayores a las de recarga de los acuíferos productores, imprime una característica importante a la deformación y que a su vez la hace evidente, la deformación producto de la extracción de agua subterránea es en parte irrecuperable.

Al ser irrecuperable parte de la deformación que sufre el suelo, el efecto acumulativo que se observa en estratos de espesor importante deriva en hundimientos considerables de la superficie del terreno, fenómeno conocido como subsidencia.

Las experiencias que hay sobre subsidencia en varias regiones del mundo, ponen en evidencia que tan serio puede ser el impacto del fenómeno, y son un llamado de atención para que en los sitios donde es probable que ocurra, se tomen las medidas necesarias para evitarlo o por lo menos para mitigar sus efectos; es allí donde el aporte académico es valioso, al poner en discusión el tema y mostrar su importancia.

La discusión acerca de que el problema de subsidencia puede estar afectando y afectará la Sabana de Bogotá ya comenzó y una ventaja importante es que se están involucrando además de las Universidades, a los Entes gubernamentales que tienen injerencia en las políticas de uso del agua subterránea.

Hace parte de la política estatal, a través del Ministerio del Medio Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, el establecer el uso racional y protección del recurso hídrico del país, razón por la cual las autoridades ambientales se han agrupado y lideran el Proyecto Hidrológico Nacional, cuyo objetivo es señalar las pautas para el manejo integrado del recurso hídrico, haciendo parte de este manejo integral el Programa de Exploración de Aguas Subterráneas a cargo de INGEOMINAS, entre las funciones de este Ente se encuentra definir las zonas potenciales para la acumulación de aguas subterráneas a escala regional, dejando a jurisdicción del IDEAM y de las Corporaciones Autónomas Regionales un nivel mayor de detalle.

Aunque en el país existe, en general, una abundante oferta hídrica, el Programa de Exploración de Aguas Subterráneas constituye la base para una alternativa necesaria hacia el futuro, si se tiene en cuenta que 14 millones de habitantes pueden sufrir de desabastecimiento en épocas de sequía ante la deforestación de microcuencas y la desigual distribución del recurso. Además, la calidad del agua se deteriora como resultado del vertimiento de aguas residuales, ya que tan sólo el 8% de los vertimientos son

tratados. Esto pone en riesgo la salud de la población, disminuye la productividad y aumenta los costos de tratamiento del recurso.

La subsidencia del terreno induce serios problemas económicos y sociales, los cuales desafortunadamente son evidentes mucho tiempo después de que el evento comienza y cuando los daños son irreversibles.

Debido a que la explotación de agua subterránea es cada vez más intensa, y con mayor frecuencia ocurren en áreas urbanizadas y/o industriales, los efectos de los asentamientos asociados al descenso del nivel freático se extienden en grandes áreas afectando la infraestructura.

Entre los aspectos importantes a estudiar en torno al problema de subsidencia, en esta tesis se estudia lo relacionado con la deformación de los suelos finos que sobreyacen los acuíferos productivos.

1.3 Objetivos

Objetivo general

- Determinar el abatimiento del nivel freático y la deformación del suelo asociada en un estrato de suelo fino (acuitado), generado por el descenso de la cabeza piezométrica en el estrato subyacente.

Objetivos específicos

- Determinar el abatimiento del nivel freático y la deformación del suelo asociada en un estrato de suelo fino, generado por el descenso súbito en la cabeza piezométrica del estrato subyacente.
- Determinar el abatimiento del nivel freático y la deformación del suelo asociada en un estrato de suelo fino, generado por el descenso gradual en la cabeza piezométrica del estrato subyacente.
- Implementar en un programa de cómputo la solución numérica para simular el abatimiento del nivel freático y la deformación del medio en que ocurre.
- Comparar los resultados que se obtienen de simular el abatimiento del nivel freático y la deformación asociada, cuando el descenso en la cabeza piezométrica del estrato subyacente es instantánea o gradual.

1.4 Alcance

La presente tesis, tal como se indica en los objetivos, pretende desarrollar un modelo para simular el abatimiento del nivel freático en una columna de suelo fino, bajo condiciones de flujo vertical en dirección descendente; simultaneo con la determinación de la posición del nivel freático, se determina el acortamiento de la columna de suelo referido a la superficie del terreno.

La simulación se desarrolla a través de la automatización de una serie de instrucciones y cálculos, en un libro personalizado de la aplicación Excel, programa desarrollado y distribuido por Microsoft, ésta automatización escrita en lenguaje de programación visual Basic for Applications, en forma de macro, permite al usuario ingresar datos que definen el modelo, como son: la altura de la columna de agua, el número de estratos, números de elementos en que desea discretizar la columna de suelo, parámetros del suelo requeridos en los cálculos para cada uno de los estratos definidos, tiempo que desea simular y condición inmediata o gradual de descenso de presión de agua en la base de la columna. Los escenarios posibles de simulación serán aquellos resultantes de la combinación de los diferentes parámetros de entrada, bajo las restricciones propias establecidas para cada uno de ellos.

La simulación no tiene en cuenta los posibles efectos producidos por la interacción entre las condiciones atmosféricas en superficie y el agua en el suelo, como son infiltración, evaporación, evapotranspiración, tampoco pretende simular el proceso de deformación en la porción de suelo no saturado, resultante del proceso de abatimiento del nivel freático, ya que el mecanismo de deformación en este tipo de suelo se debe abordar con un análisis en tres dimensiones a partir de las deformaciones volumétricas.

La deformación del suelo considerada en el análisis realizado en la presente tesis, corresponde a los efectos de disminución de la presión de poros asociada al cambio en la posición del nivel freático y a los esfuerzos generados por la infiltración de agua en su recorrido vertical, ambos efectos producto del abatimiento del nivel freático.

2. REVISIÓN CASOS DE SUBSIDENCIA

En el presente capítulo se incluye la importancia del tema, la justificación, el alcance de la tesis, los objetivos planteados y una descripción de la revisión bibliográfica.

2.1 Subsistencia originada por extracción de agua subterránea

La primera vez que se relacionó la subsidencia con la extracción de agua fue en 1908 (Fuller) [16], desde esta época el interés por estudiar los mecanismos y efectos de la subsidencia asociada a descensos de cabeza piezométrica ha incrementado sustancialmente. Para el año 1969 tal era el interés en el tema, que se realizó el Primer Simposio Internacional sobre Subsistencia del Terreno (International Symposium on Land Subsidence) en la ciudad de Tokyo, Japón; recientemente tuvo lugar la octava versión de este evento en el Estado de Querétaro, México, este constante interés en el tema se debe a los impactos negativos que la subsidencia del terreno ha generado en la infraestructura y en el desarrollo de las grandes ciudades, y últimamente tiene un ingrediente especial relacionado con la sostenibilidad del recurso hídrico, en este caso el agua subterránea, debido a la creciente demanda de este recurso que se almacena en el subsuelo.

Son varios los casos de subsidencia asociados al abatimiento del nivel freático por extracción de agua subterránea, a continuación se presentan algunos de los más representativos, los cuales han dado pauta para el tratamiento del problema analizado.

2.2 Subsistencia causada por explotación de agua subterránea en la ciudad de Suzhou, China [3]

La ciudad de Suzhou, localizada en el tramo inferior del río Yangtze, al sudeste de la Provincia de Jiangsu, es una de las pocas ciudades de China en que se han presentado problemas serios de subsidencia. Estudios geológicos e hidrogeológicos muestran que existe un acuífero multicapa con tres capas de sedimentos blandos de origen lacustre y marino. Una revisión de registros históricos de extracción de agua subterránea, niveles piezométricos y asentamientos del terreno muestran que la subsidencia está asociada a la extracción, cada vez mayor, de aguas subterráneas del acuífero confinado profundo. La hipótesis es que la consolidación de las capas blandas de sedimentos, especialmente la tercera capa de espesor importante y que se encuentra cercana al principal acuífero productor, contribuye al asentamiento del terreno. Un modelo numérico tridimensional en diferencias finitas que representa el acuífero confinado multicapa fue desarrollado para estudiar el asentamiento en respuesta a la extracción de agua subterránea. Calibrando el modelo con los niveles piezométricos medidos junto con los asentamientos del terreno, se estimaron los parámetros del acuífero. Los resultados del modelo se ajustan razonablemente bien con los resultados observados, lo que indica que el modelo numérico puede reproducir los procesos dinámicos tanto del flujo de agua subterránea como de la consolidación del suelo. La conductividad hidráulica de la tercera capa de sedimentos cercana al centro de los asentamientos del terreno se ha reducido en más del 30% en los últimos 14 años. El detrimento gradual en la conductividad hidráulica de los

sedimentos puede tener un efecto significativamente adverso sobre la sostenibilidad de la fuente de agua subterránea del acuífero confinado profundo, ya que la recarga desde acuíferos superficiales a través de las capas de sedimentos es la única fuente de recarga para el acuífero profundo. Un análisis de la distribución espacial del abatimiento de agua subterránea y de los asentamientos muestra que el área con máximo abatimiento no necesariamente es el área con máximo asentamiento debido a la presencia de capas de suelo blando. Una simple redistribución de los caudales de bombeo en función de las propiedades espaciales de la gruesa capa de sedimentos podría generar una reducción significativa de los asentamientos superficiales.

En la Figura 1 se presenta una sección con información hidroestratigráfica del área con subsidencia, la cual está conformada por depósitos Cuaternarios de origen marino, lacustre y aluvial con espesor total que supera los 200m. Los sedimentos cuaternarios pueden dividirse en 11 capas con base en sus características geológicas e hidrogeológicas. Los depósitos fluviales, que constituyen los acuíferos, están compuestos por arenas de varios tamaños. Existe un acuífero libre y tres acuíferos no confinados, de estos últimos, el tercero consiste en una espesa capa de depósitos aluviales gruesos, tiene la mayor conductividad hidráulica y representa el principal acuífero para explotación.

Algunas intercalaciones de depósitos lacustres y aluviales son ricos en arcillas y se encuentran bien consolidados, estos estratos fueron denotados como capas duras, existen cuatro de estas capas, la mayoría de los depósitos de origen marino y lacustre están compuestos por arcillas oscuras, plásticas, blandas y ricas en materia orgánica, estos estratos fueron denotados como capas blandas, de las cuales hay tres en el área de estudio, la tercer capa blanda tiene el mayor espesor y está localizada muy cerca del acuífero principal. Tanto las capas blandas como las capas duras tienen una conductividad hidráulica pobre y pueden considerarse acuitardos o unidades semi-confinadas.

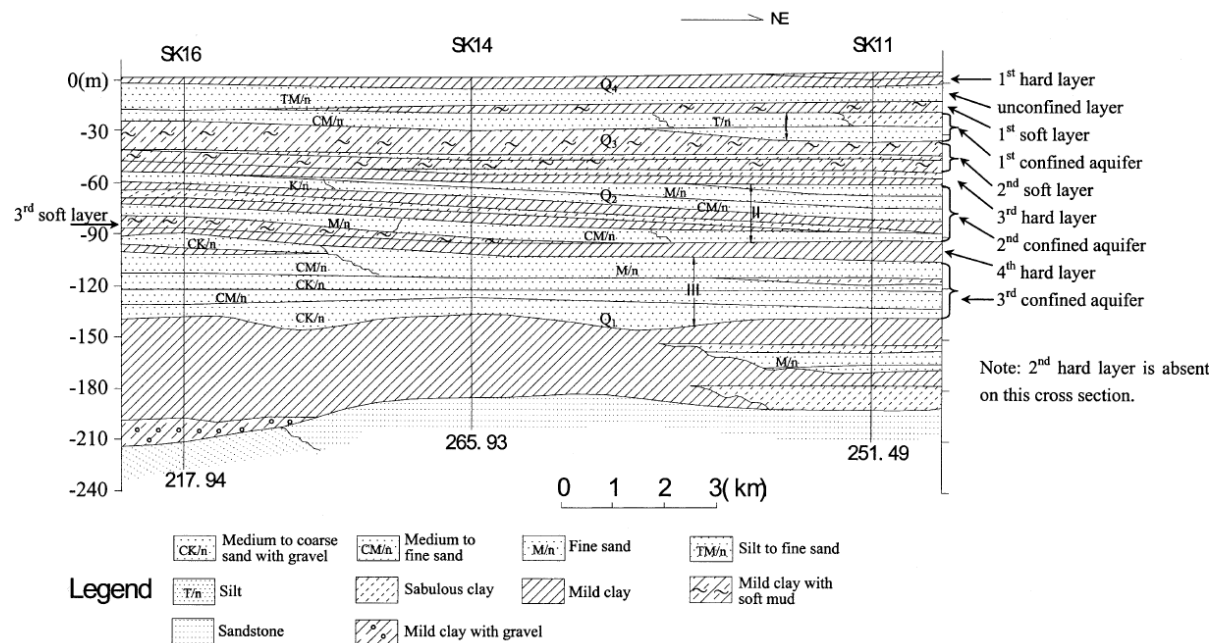


Figura 1 Sección hidroestratigráfica en el área de subsidencia. Ref [3]

El modelo matemático que usaron se basa en la ecuación de flujo de agua subterránea y la ecuación de consolidación de Terzaghi, relacionadas con el coeficiente de almacenamiento en términos de la compresibilidad del esqueleto mineral, mv ; en el proceso de consolidación, tanto la conductividad hidráulica como el coeficiente de almacenamiento, es decir el módulo de compresibilidad del esqueleto mineral, varían con la porosidad. La relación entre la conductividad hidráulica y la porosidad se derivó con base en la ecuación de Kozeny-Carma (Huang 1983), por otra parte la variación del coeficiente de almacenamiento específico se obtuvo de la curva e -log σ' a partir de ensayos de consolidación, permitiendo expresar esta variable en términos de la relación de vacíos y el índice de compresión del suelo.

En la **Figura 2** se presentan los asentamientos medidos y los simulados para uno de los ocho puntos de monitoreo realizado en el periodo comprendido entre 1983 y 1997, para este periodo el asentamiento máximo medido fue de 1.17m, el mínimo fue de 0.32m y el asentamiento promedio de 0.69m.

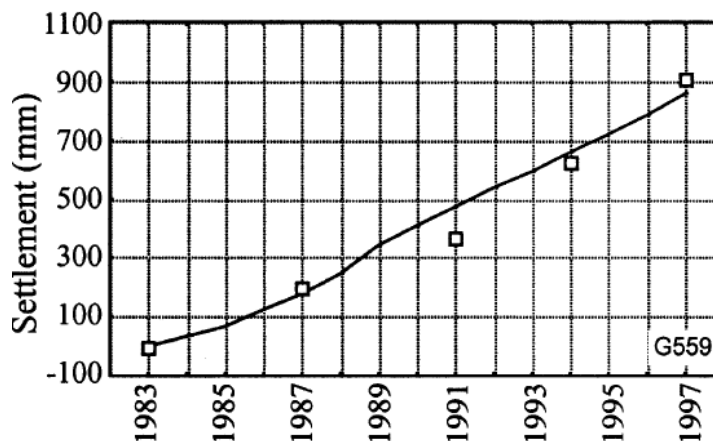


Figura 2 Comparación entre los asentamientos medidos (punto) y los asentamientos simulados (línea) obtenidos en el estudio realizado para la ciudad de Suzhou. Ref [3]

Como producto de la modelación los autores también obtuvieron el cambio en las propiedades del suelo, específicamente de la porosidad y la conductividad hidráulica, para un periodo comprendido entre 1983 y 1997 la porosidad se redujo en un 7%, mientras que para el mismo periodo, la conductividad hidráulica se redujo cerca del 34%.

Una de las conclusiones más importantes del estudio que se realizó para la ciudad de Suzhou, es que la subsidencia es controlada por: la caída en los niveles piezométricos, el espesor y el coeficiente de compresibilidad volumétrico de todas las capas de suelo; por tanto, el asentamiento máximo y la distribución espacial de asentamientos puede ser diferente si los pozos de bombeo son diseñados teniendo en cuenta la distribución de las capas de suelo, especialmente en función del espesor de las mismas.

2.3 Subsidencia causada por explotación de agua subterránea en la planicie de Hangzhou-Jianxing-Huzhou, China [9]

La Planicie Hangzhou–Jiaxing–Huzhou ubicada al norte de la Provincia Zhejiang y que se localiza entre los ríos Yangtze y Qiantang es una de las regiones donde el desarrollo económico es más rápido en China.

Los levantamientos geológicos e hidrogeológicos muestran un sistema de acuíferos de varias capas que subyace la Planicie, el cual incluye capas freáticas Holocénicas y acuíferos confinados Pleistocénicos. Con base en registros históricos de explotación de agua subterránea, niveles de agua subterránea, e información sobre colonización del año 1964 al año 2000, los autores demostraron que la subsidencia del terreno ha sido ocasionada por la continua y cada vez mayor extracción de agua subterránea en acuíferos confinados profundos, y que la evolución del hundimiento del terreno puede

caracterizarse mediante un modelo multifractal. Con base en este modelo se han establecido un conjunto de relaciones empíricas de ley potencial entre la velocidad de subsidencia del terreno y la extracción anual de agua subterránea; descenso de agua subterránea y velocidad anual de subsidencia del terreno; y la cantidad de hundimiento del terreno y el área asociada del terreno en que se produce. Proponen así un grupo de índices para evaluar la evolución dinámica de la explotación de aguas subterráneas y el hundimiento del terreno en el futuro cercano para la Planicie Hang-Jia-Hu. Los índices elaborados permiten estimar, usando datos de explotación de agua subterránea y cambios en niveles de agua, el grado crítico de evolución de subsidencia del terreno en el futuro cercano.

En la Figura 3 se presenta la distribución espacial de los cuatro acuíferos, el más superficial corresponde a las capas de agua freática del Holoceno, y los tres restantes corresponden a los acuíferos confinados del Pleistoceno superior, medio e inferior. Existen dos capas de agua freática del Holoceno en el área (acuíferos libres), ambas se distribuyen ampliamente en la planicie con espesores de 0.5 a 5m y bajo flujo de agua. Estas capas están constituidas principalmente por arcillas, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos y arenas finas, las cuales son depositadas en la desembocadura del río, en ambientes fluvio-lacustres.

La profundidad de la frontera superior del acuífero confinado más superficial varía de 23 a 60m, este acuífero está compuesto principalmente por limo, arena fina a media, arcilla arenosa y limosas con gravas, puede dividirse en dos subacuíferos por zonas arcillosas y arcillolimosas con espesores que van desde 10 hasta 30m.

La frontera superior del acuífero confinado Pleistoceno medio varía entre 60 y 120m de profundidad, este acuífero está conformado principalmente por arenas con gravas y arenas finas, se encuentra dividido por una zona de baja permeabilidad arcillosa cuyo espesor es de 10 a 50m, los dos subacuíferos tienen espesores que varía de 5 a 32m y de 10 a 40m, respectivamente. El acuífero Pleistoceno Medio es el principal acuífero desde el punto de vista de explotación de agua subterránea en la planicie.

El acuífero Pleistoceno Inferior tiene dos zonas ricas en agua, la profundidad de la frontera superior varía entre 140 y 170m, está compuesto principalmente por arenas finas a medias, gravas, gravas matriz soportadas, puede separarse en tres subacuíferos por dos zonas arcillosa de baja permeabilidad intercaladas. Los tres sub acuíferos tienen espesores que van desde 3 a 20m, 8 a 51m y 13 a 60m, respectivamente.

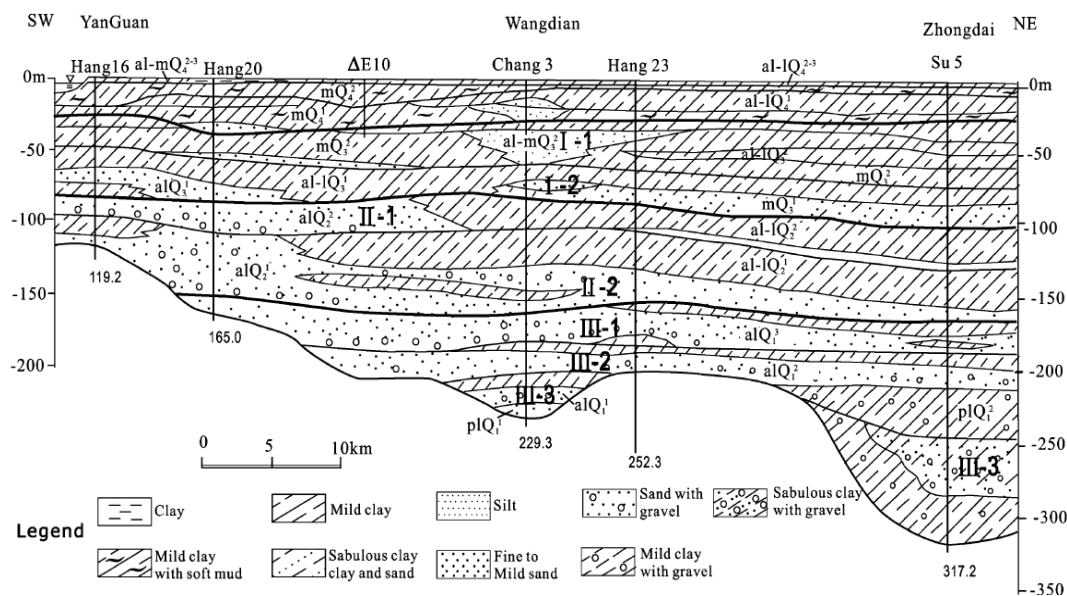


Figura 3 Sección hidroestratigráfica en el área de estudio. Ref [9]

Los métodos existentes para predecir subsidencia se basan principalmente en la mecánica del medio continuo (De Waal y Smits 1985, entre otros). Por otra parte, algunos procedimientos estadísticos incluyendo ajustes de funciones cuadráticas, logarítmicas y exponenciales, y algunos métodos de aproximación semi-teóricos (Vega y Yamamoto 1984) también han sido usados para evaluar las relaciones entre la explotación de agua subterránea y la subsidencia del terreno, así como para estimar tasas de subsidencia.

En el estudio de la subsidencia en la planicie Hangzhou–Jiaxing–Huzhou los autores aplicaron el concepto de estadística fractal; para la aplicación del método tomaron datos de un periodo de observación comprendido entre 1964 a 2000, con estos datos se construyó un gráfico log-log de tasa de subsidencia anual contra volumen de extracción anual, el ajuste de estos datos en tramos rectos, las pendientes de cada uno de los tramos rectos y los puntos de quiebre corresponden a los valores característicos para evaluar el desarrollo de la subsidencia como consecuencia de la extracción de agua subterránea.

2.4 Caracterización de subsidencia inducida por descensos en el nivel piezométrico del agua subterránea en el área de Su-Xi-Chang, China. [12]

El área de Su-Xi Chang es una de las regiones típicas de China que presenta serios problemas de subsidencia. Varias herramientas de monitoreo fueron integradas por los investigadores para estudiar las características y mecanismos de subsidencia en esta región. La presencia y desarrollo de subsidencia en esta región está fuertemente

relacionada con el bombeo de agua subterránea en el tiempo y en el espacio. Las principales capas que se consolidan son las capas blandas de sedimentos; sin embargo, en el estudio realizado para esta área específica se concluye que la compresibilidad de las capas arenosas confinadas no debe ignorarse. En el caso específico que trata este numeral, se encontró que más del 30% de la subsidencia total se debe a los estratos arenosos.

Las diferentes capas arenosas se deforman de diversas maneras bajo diferentes condiciones de esfuerzos, algunas tienen características elásticas. Pero los estratos, incluyendo capas arenosas y arcillosas localizadas en el centro del cono de depresión de agua subterránea exhibiendo comportamiento mecánico viscoso causaran un fenómeno común de retraso. Por medio de una serie de ensayos de laboratorio para modelar los esfuerzos efectivos debido al descenso en los niveles piezométricos los autores investigaron el mecanismo del fenómeno de retraso, llegando a expresar la relación esfuerzo-deformación-tiempo como un función potencial. Los resultados que obtuvieron también mostraron que la compresión de las capas arenosas depende del tiempo y que esa deformación puede ser importante.

En la figura Figura 4 se presenta una sección hidroestratigráfica típica del área de estudio, en ella se observa como los depósitos Cuaternarios están distribuidos en una zona amplia. Basados en datos sedimentológicos, junto con evidencia de estudios de las propiedades del suelo, los autores del artículo referenciado caracterizaron el subsuelo como un sistema de cuatro acuíferos, incluyendo un acuífero no confinado y tres acuíferos confinados, interestratificados con cuatro acuitardos.

Los autores del estudio citado concluyen que la ocurrencia y desarrollo de la subsidencia del terreno en Su-Xi_Chang esta cercanamente relacionada con el bombeo de agua subterránea, tanto en tiempo como en el espacio. La configuración del cono de subsidencia tiene la misma configuración del cono de depresión de agua subterránea.

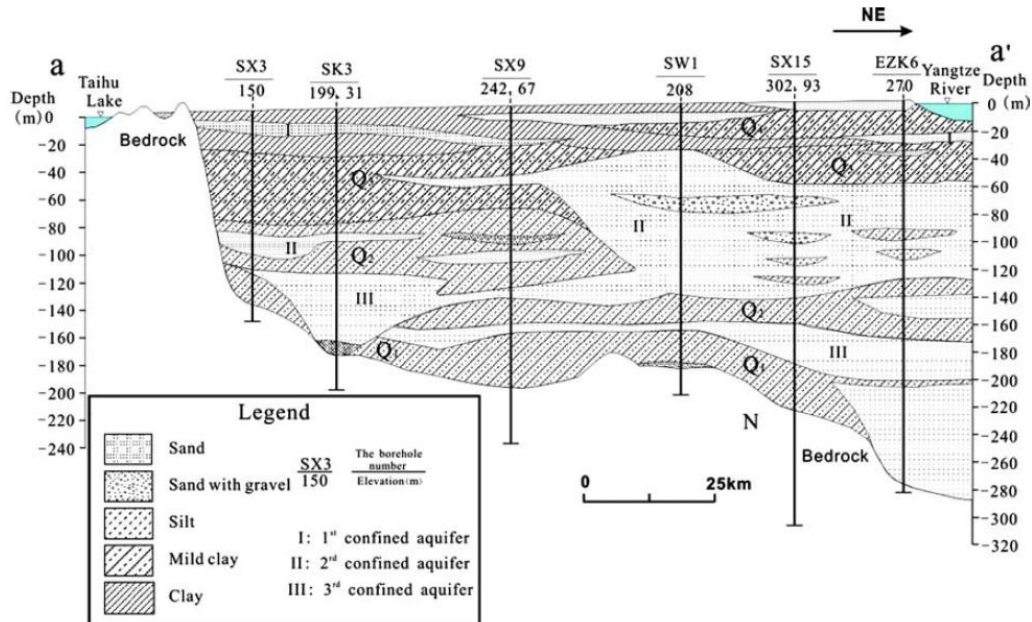


Figura 4 Sección hidroestratigráfica típica del área Xi-Chang. Ref [12]

2.5 Subsistencia en de Ciudad de México [16, 5, 14]

Las propiedades mecánicas únicas de los suelos de ciudad de México se ubican como valores extremos en la mayoría de las cartas de propiedades geotécnicas. Los sedimentos lacustres de origen volcánico de ciudad de México presentan propiedades índice y mecánicas singulares, que no se ajustan a los patrones de comportamiento de la mayoría de los suelos. Su comportamiento mecánico, tanto estático como dinámico es complejo y a la fecha presenta desafíos en su interpretación.

Basados en una gran cantidad de sondeos realizados a diferentes profundidades, Marsal y Mazari (1959) definieron tres zonas en la ciudad de México: la zona del Lago, la zona de Transición y la zona de Lomas. La zona del Lago corresponde a la zona lacustre, la zona de Transición es material predominantemente arenoso y la zona de Lomas corresponde a tobas volcánicas y rocas intemperizadas.

El hundimiento de la ciudad de México se descubrió en 1891, mediante mediciones se encontró que la velocidad de hundimiento varaba entre 3 y 5cm/año. En 1947 las velocidades habían aumentado de 15 a 30 cm/año y recientemente el monitoreo muestra velocidades entre 5 y 7cm/año.

Uno de los problemas más graves que ha tenido Ciudad de México a lo largo de su historia ha sido la subsidencia provocada por el bombeo de agua subterránea, para el suministro de agua doméstica e industrial. La causa del asiento reside en el descenso en la presión del agua debido a un bombeo, particularmente fuerte en el centro de la ciudad, que supera a los aportes de la lluvia, riego o filtración de corrientes superficiales y profundas. Este descenso produce un incremento en la presión efectiva y, a raíz de ello, un asiento.

Durante los años 50, se realizó una profunda investigación para hallar las características físicas de los sedimentos lacustres. Se determinó la compresibilidad y el contenido volumétrico de agua, resultando ambos con valores altísimos, por lo que fueron los causantes de una capacidad potencial de asiento sin precedentes.

Carbognin *et al.* (1978) dicen que en el período entre 1854 y 1959 una subsidencia máxima de 750 cm correspondió a un descenso del nivel piezométrico de 35 m, de donde resulta una relación entre asentamiento de subsidencia y variación del nivel piezométrico, $s/(-\Delta h)$, de 21,43 cm/m. Ricceri y Butterfield (1974) dan un promedio de 16 cm/m para dicho cociente.

La subsidencia ha sido cuantificada con nivelaciones de precisión que arrancan de 1891 (Figueroa, 1977). Desde 1952 estas nivelaciones se han extendido a toda la superficie de la ciudad. Como media, la parte más antigua tuvo una tasa de subsidencia de 4,5 cm/año de 1891 a 1938, 7,6 cm/año de 1938 a 1948, con máximos de 44 cm/año de 1948 a 1950 y 46 cm/año de 1950 a 1951, correspondientes a una bajada del nivel piezométrico de 3 m/año (Scott, 1979). En esta fecha el bombeo llega a su máximo de 9 m³/s y se mantiene estable hasta 1970.

Otra forma de estudio de la subsidencia consiste en el recuento y análisis de los casos más sobresalientes en cuanto a daños y asientos en las diferentes partes de la ciudad. En general coinciden las zonas donde se ha medido la máxima subsidencia con aquellas en la que hay una mayor profusión de casos. El máximo asiento se ha observado en los límites de la ciudad más antigua y su valor supera los 850 cm, lo que no significa, sin embargo, que sea el extremo absoluto. Bouwer (1977) señala un asentamiento de 800 cm entre 1938 y 1968. Como promedio, desde 1960 la subsidencia ha alcanzado más de 300 cm en el área metropolitana completa (Scott, 1979).

Los problemas causados por la subsidencia son de varios tipos: daños en edificios, cimentaciones, pavimentos, sistemas de transportes e instalaciones como redes de agua corriente y saneamiento. En cuanto a la repercusión sobre la edificación, hay que añadir continuamente escalones a los edificios pilotados al quedar separados del terreno. Incluso

se colocan gatos entre el pilote y los pilares para ir bajando la construcción a medida que asienta la superficie del suelo. Un ejemplo de edificio con grandes asientos, a pesar de los recalces realizados, es el Palacio de Bellas Artes, donde la planta baja se ha convertido en planta sótano, debido al descenso del edificio respecto al nivel de la calle (Jiménez Salas et al., 1980; Jaramillo, 1997).

2.6 Caracterización de subsidencia en El área de la cuenca Chalco. (México) [1, 5, 16, 14]

Para minimizar los perjuicios provocados por los asientos, sobre todo en el centro de Ciudad de México, se cerraron muchos de los pozos y los nuevos campos de extracción para el abastecimiento se construyeron en las afueras de la ciudad. Ello ha llevado a un gran aumento en el bombeo del acuífero en las llanuras lacustres periféricas, donde se han extendido rápidamente los asentamientos satélites de Ciudad de México. Una de estas áreas es la Cuenca Chalco donde había existido uno de los lagos más antiguos de la parte sur de la Cuenca de México.

El espesor del acuitardo en esta zona es el mayor de la Cuenca de México, con un promedio de 100 m y un valor máximo de 300 m. Por lo tanto, esta región es susceptible potencialmente de los mayores efectos que puede tener la subsidencia en toda la cuenca como resultado de la extracción de agua subterránea.

El perfil consiste en estratos de arcilla de 5 a 35 m de espesor, separados por delgadas capas de fina arena volcánica, de varios cm de espesor. Los piezómetros que se instalaron para medir los niveles a lo largo de la Cuenca de México en los años 50 se colocaron en estas delgadas capas de arena. Dos estratos distintos, generalmente encontrados a profundidades de 20 y 40 m bajo la superficie terrestre, tienen varios metros de espesor y se conocen localmente bajo el nombre de “capas duras”. El acuitardo descansa sobre un acuífero granular cuyo espesor varía entre 200 y 400 m y que está limitado inferiormente por una base de roca volcánica del Terciario.

La extracción total de la Cuenca Chalco era de 5 m³/s a mediados de los años 70. A principios de los 80 se perforaron 14 pozos a profundidades de más de 400 m en Sierra Catarina para colmar la creciente demanda de agua del área metropolitana de Ciudad de México. Desde 1984 estos pozos han proporcionado entre 1,4 y 1,75 m³/s a la ciudad. En 1988 la cantidad total de agua extraída en la Cuenca Chalco fue de 7,75 m³/s y en 1991 de 8 m³/s. El balance de agua estimado para la cuenca sugiere que el acuífero recibe una recarga anual total de 6,5 m³/s. Si se compara a la tasa de extracción global en estos años resulta una sobreexplotación de la capacidad del acuífero de un 20%.

Cuando se perforaron los pozos de Sta. Catarina en 1982, se observaron niveles de agua estáticos en el acuífero, aproximadamente a unos 17 m bajo la superficie terrestre. Se estima que este valor coincide con el descenso experimentado por el nivel piezométrico hasta la fecha.

Al asumir que el contacto entre el acuífero y el acuitardo se encontraba, antes del comienzo del bombeo generalizado en los años 50, cercano a las condiciones hidrostáticas, parece razonable el valor de 0,5 m para el descenso anual del nivel piezométrico entre estos años y los 80's. Desde que empezó el bombeo en los pozos de Sta. Catarina en 1983 esta velocidad de descenso del nivel piezométrico ha aumentado a 1,5 m/año. En 1991 el nivel piezométrico en el acuífero se encontraba a 30 m bajo la superficie. Tanto los datos piezométricos del acuífero de producción (pozos de Sta. Catarina) como del acuitardo de la Cuenca Chalco indican claramente que el nivel piezométrico no ha alcanzado el estado de equilibrio y continúa evolucionando dinámicamente.

El desarrollo de la campaña de pozos en la Cuenca Chalco ha derivado en la transferencia parcial de los problemas de subsidencia desde el interior del área metropolitana de Ciudad de México al suelo agrícola de aquella. En 1960 la superficie del suelo en la Cuenca Chalco se encontraba en una situación estable. En los años 70, antes de la instalación del campo de bombeo de Sta. Catarina, la tasa de subsidencia tenía un promedio de 10 a 15 cm/año. Probablemente se debía al bombeo en los límites laterales del estrato de arcilla. Desde 1984, cuando comenzó el bombeo desde Sta. Catarina, se han registrado varios metros de subsidencia en el centro de la cuenca, donde el espesor del acuitardo es mayor, y la tasa de subsidencia ha aumentado a 40 cm/año en 1991, fecha en la que se alcanza un valor total de 800 cm.

Ortega-Guerrero *et al.* (1999) aseguran que los registros de subsidencia en la Cuenca Chalco ya han igualado, e incluso superado, los valores máximos alcanzados en el centro de Ciudad de México. Debido a este descenso del terreno se ha creado una depresión topográfica considerable en el centro de la cuenca y el gradiente de alturas de la red de drenaje superficial, diseñado para mantener el nivel de agua bajo la superficie terrestre, ha disminuido en gran medida y, en algunas zonas, incluso se ha invertido. Debido a ello, parte de la red no puede funcionar por más tiempo y se está inundando una superficie de suelo cada vez mayor, principalmente durante la estación lluviosa. Las inundaciones afectan a tierras dedicadas al cultivo y amenazan a las zonas de asentamiento de las comunidades locales.

Los estudios hechos sobre la subsidencia de la zona (Ortega-Guerrero *et al.*, 1999) sugieren que, si persisten las tasas de bombeo de 1999, la caída del nivel piezométrico

llegará a los 60 m y la subsidencia alcanzará los 1.500 cm en el área de mayor espesor de sedimentos lacustres en el año 2010. Este valor sería el mayor producido a lo largo de toda la Historia. Incluso, si se consigue reducir la tasa de extracción lo necesario para que no siga bajando el nivel piezométrico, el máximo de asiento alcanzaría en torno a 1.000 cm en el 2010, aunque la velocidad del asiento bajaría a 10 cm/año, tendiendo a desaparecer.

2.7 Caracterización de subsidencia en El área del Proyecto del Lago de Texcoco [1, 5, 16]

Pero no todos los fenómenos relacionados con la subsidencia han sido perjudiciales. Al final de la década de los 60, dentro del Proyecto del Lago de Texcoco, se hicieron investigaciones detalladas (Herrera et al., 1977) para construir un lago artificial en el norte de Ciudad de México a través de subsidencia provocada mediante la extracción de grandes cantidades de agua.

En una unidad arenosa de los depósitos lacustres se instaló una red de pozos de gran capacidad de extracción que, tras un período experimental de diez meses de bombeo continuo (desde octubre de 1967 hasta julio de 1968), lograron una subsidencia de 3 m en las proximidades. Así se construyeron cuatro lagos que son usados principalmente para proteger de las inundaciones.

2.8 Caracterización de subsidencia en el área de EE.UU. [16, 13, 15, 14]

La subsidencia en EE.UU. se ha desarrollado a partir de la II Guerra Mundial como consecuencia de la extracción de agua subterránea para satisfacer las crecientes necesidades de agua, petróleo y gas del terreno.

La mayoría de las partes afectadas se extienden a lo largo de las costas, donde el fenómeno se hace más evidente por la subida del nivel del agua del mar o de los lagos existentes. Hay zonas muy pobladas y en las que se desarrolla una industria muy importante que son protegidas de inundaciones mediante la construcción de un caro y complicado sistema de diques, presas y estaciones de bombeo.

La subsidencia a menudo se desarrolla en un área extensa y con una velocidad baja, de manera que no se hace evidente en las zonas del interior hasta que no se lleva a cabo una nivelación de precisión o se rompen los conductos subterráneos, las cubiertas de los pozos fallan o se quedan elevadas sobre la superficie del terreno, o los canales no pueden mantener por más tiempo el sentido de la corriente para el que fueron diseñados.

En la Figura 5 se presenta un resumen de los casos de subsidencia en 17 áreas de los Estados Unidos.

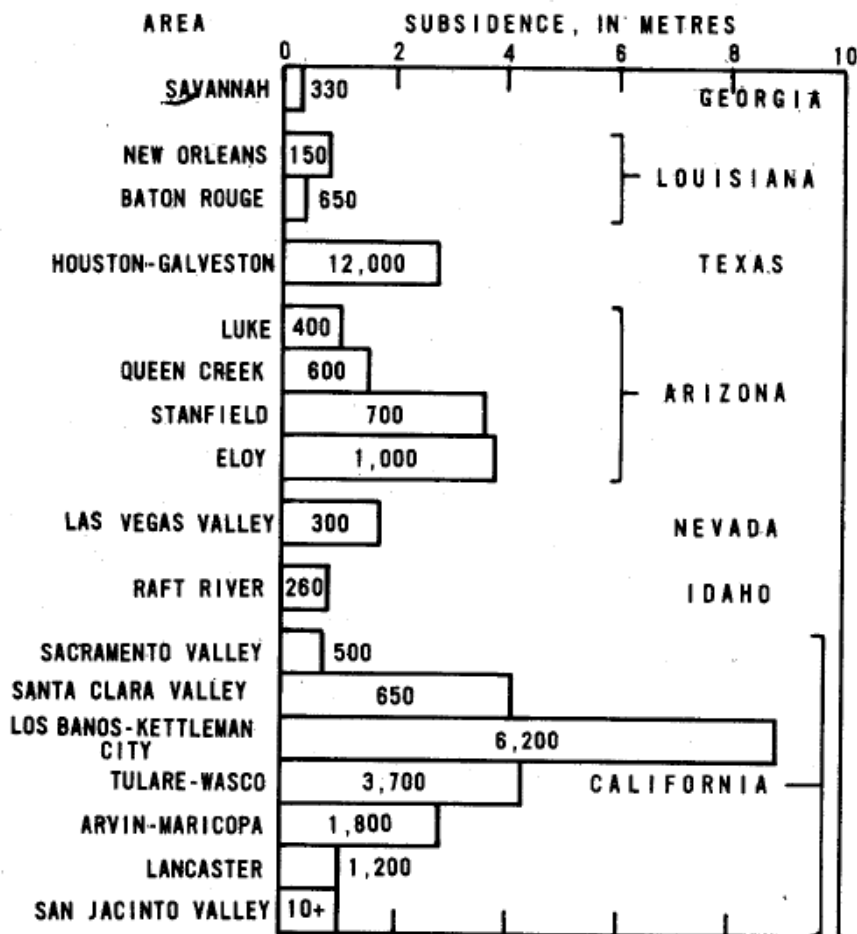


Figura 5. Magnitud de subsidencia del terreno debido a extracción de agua subterránea, USA, el número al interior de la columna representa el área en Km². Ref [14]

2.9 Caracterización de subsidencia en el área Arizona Central [16, 13, 15, 14]

Las grandes presas de los ríos de Arizona Central proporcionaban inicialmente el agua necesaria para el desarrollo agrícola e industrial. Si a estas posibilidades se les agrega un clima soleado, seco y apacible, Arizona se convierte en un lugar deseable para vivir. Entre 1970 y 1975 el aumento de población fue de un 25%, la mayor tasa de crecimiento de los EE.UU.

Las crecientes exigencias de agua provocaron un aumento sin límite del bombeo, con lo que rápidamente el volumen sacado superó a la tasa de recarga. La extracción de agua del subsuelo a gran escala, principalmente para satisfacer las necesidades de riego, ha derivado en la subsidencia y en la aparición de fisuras terrestres de gran longitud. La primera vez que se registraron las fisuras fue en 1927 y que se midió la subsidencia en 1948.

En 1964 el nivel de agua en el terreno había descendido más de 110 m en algunas zonas (Winikka y Wold, 1977). Desde 1964 hasta 1976 bajó más de 24 m en varios puntos. Carbognin et al. (1978) dicen que la caída piezométrica entre 1940 y 1967 fue de 61 m. El máximo de subsidencia documentada entre 1948 y 1967 ha sido de 230 cm (Bouwer, 1977; Carbognin et al., 1978), cerca de la ciudad de Eloy. De 1967 a 1976 se midieron más de 90 cm de descenso a lo largo de la carretera interestatal 10, cerca de Picacho (Winikka y Wold, 1977). Otras referencias del área descendieron más de 70 cm.

Inicialmente el ancho en superficie de las grietas es de 1-2 cm y la longitud varía entre 1 y 2 km, aproximadamente. Los movimientos descendentes y laterales del agua en las fisuras las ensanchan rápidamente cerca de la superficie, en parte debido a los desprendimientos y principalmente por la erosión de los lados. El resultado son grietas de 5 a 10 m de ancho y más de 10 km de longitud. La profundidad final ronda los 5 a 10 m y puede haber sido mayor anteriormente pues las porciones más profundas se van rellenando por la acumulación y sedimentación de los materiales que entran en ellas.

La subsidencia en Arizona Central adquirió el suficiente alcance como para que las autoridades responsables tomaran las actuaciones pertinentes. El Proyecto de Arizona Central y los de control de las inundaciones han tratado de minimizar sus efectos.

2.10 Caracterización de subsidencia en el área del Valle de San Joaquín en California. [16, 15, 14]

Los registros de subsidencia del Valle de S. Joaquín ocupan el primer puesto de todos los casos ocurridos en el mundo a lo largo de la Historia, compartiendo este lugar con Ciudad de México. Aproximadamente la mitad del valle, lo que representa 13.500 km² de tierras agrícolas para riego, se ha visto afectada por el fenómeno y el valor máximo ha superado los 880 cm (Bouwer, 1977; Logfren, 1977).

Tres procesos fruto de la actividad humana han causado subsidencia en el Valle de S. Joaquín. En orden decreciente en cuanto a la superficie de la zona en la que se extienden, son la compactación de los sistemas acuíferos ocasionada por el bombeo intensivo de agua subterránea, la compactación de depósitos de poca humedad cuando se humedecen por primera vez (hidrocompactación) y la extracción de petróleo en varios campos de producción. Otros fenómenos conocidos que también afectan a la estabilidad

de la superficie terrestre son los ajustes tectónicos, la emersión de las montañas en los límites sur y oeste y el lento hundimiento del fondo del valle. La subsidencia se ha visto aumentada por la oxidación y la descomposición de restos orgánicos en el Delta de Sacramento y el Río S. Joaquín, debidas a la actividad agrícola.

El Valle de S. Joaquín es una extensa y aluvial depresión estructural que ocupa dos tercios del Valle Central de California. Mide aproximadamente 400 km de longitud y entre 40 y 90 km de ancho. Está limitado por el complejo granítico de Sierra Nevada al este y al sur y por las rocas sedimentarias, volcánicas y metamórficas de la Cordillera de la Costa al oeste y al sur. Su eje principal se extiende desde el noroeste hacia el sureste, un poco desplazado al oeste respecto al eje de drenaje del valle.

Aparentemente, la subsidencia comienza en los años 20 en los centros de consumo y se convierte en una preocupación generalizada a finales de los años 40. Hasta después de la II Guerra Mundial el volumen de subsidencia no tuvo valores altos. En 1970 el volumen total acumulado en el valle era de 19.000 hm^3 , habiéndose duplicado desde 1957.

En los años 70, 111 km^2 de tierra agrícola habían descendido más de 30 cm. Las cubiertas de los pozos fallaron en un número alarmantemente grande y los asientos diferenciales de la superficie terrestre provocaron numerosos problemas. Los daños causados en pozos, canales y sistemas de drenaje representaron muchos millones de dólares.

La subsidencia ha ocurrido de una forma lenta y homogénea, en un área tan extensa sus efectos han sido ignorados por la mayoría de sus residentes durante mucho tiempo. Sin embargo, a nivel local se ha producido de un modo no uniforme, lo que ha derivado en graves consecuencias para el diseño y mantenimiento de los canales, en gastos muy grandes en las reparaciones y sustituciones necesarias para el funcionamiento de los pozos y en obligados cambios en las prácticas agrícolas, principalmente en lo concerniente al riego.

El coeficiente de almacenamiento virgen, correspondiente a tensiones superiores a la de preconsolidación, es de 10 a 100 veces el coeficiente de almacenamiento elástico, es decir, con tensiones inferiores a la de preconsolidación. Logfren (1979) da unos valores de $3,3 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1}$ (metros de agua por metro de descenso del nivel piezométrico y por metro de espesor del estrato) para el almacenamiento específico elástico, correspondiente a la compactación recuperable, y de $3,3 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}$ para el almacenamiento específico virgen, correspondiente a la compactación mayormente no recuperable. Por consiguiente, los niveles de agua bajarían mucho más rápidamente (de 10 a 20 veces) en un segundo ciclo de bombeo prolongado.

Además, la deformación ha hecho llegar a los pozos agua de compactación, lo que representa un mayor recurso de agua. Por lo tanto, los niveles han bajado más lentamente y las alturas de bombeo han sido menores que si se hubieran extraído los mismos volúmenes de agua desde un terreno menos compresible.

Pero el agua de compactación extraída por primera vez de los poros del suelo ya no estará disponible en un segundo período de extracción. Durante 50 años de extracción (1926-1976) el volumen de subsidencia ha sido 1/3 del bombeo total, variando entre un 1% y más de un 60%. De ello se deduce que el agua de compactación de la primera extracción representa 1/3 del total del agua bombeada. Menos del 5% de la misma vuelve a los huecos del suelo cuando se recuperan los niveles de agua.

En los años secos de 1976 y 1977 hubo un nuevo aumento del bombeo. Los niveles de agua se mantuvieron altos en 1976. Sin embargo, bajaron con gran rapidez en los primeros ocho meses de 1977, consumándose un descenso de 50 m. En agosto comenzó una nueva recuperación, aunque la compactación continuaba con una tasa de 0,9 cm/mes.

La demanda creciente de agua para riego, sobre todo en los años de precipitaciones escasas, puede amenazar con incrementar de nuevo el bombeo, con lo que otro ciclo de subsidencia afectaría a una gran superficie. Sin embargo, los importantes cambios hidrogeológicos experimentados en el suelo durante la extracción entre 1930 y 1970 hacen diferente la respuesta de la cuenca a una segunda fase de explotación. En un principio, el nivel del agua en el terreno bajaría mucho más rápidamente que con el bombeo inicial. La subsidencia, no obstante, sería mínima hasta que no se superase la presión de preconsolidación.

2.11 Caracterización de subsidencia en el área del Valle de Santa Clara en California. [16, 13, 15, 14]

El Valle de Sta. Clara consiste en una estructura larga y estrecha que se extiende a lo largo de 145 km al sureste de S. Francisco. La Bahía de S. Francisco ocupa gran parte de su tercio norte. La zona de mayor interés, por estar más densamente poblada, es el área central de 48 km que se encuentra al sureste de la ciudad de S. José.

Los depósitos que conforman la reserva acuífera en esta extensión proceden del Cuaternario. Su naturaleza es principalmente aluvial y varían desde gravas gruesas hasta limos y arcillas. Cerca del valle predominan los de grano grueso y cerca de la bahía, sin

embargo, hasta un 80% está constituido por limo y arcilla. Los acuíferos son explotados por varios cientos de pozos que llegan hasta profundidades entre 150 y 365 m.

Entre 1916 y 1966 en el Área de S. José, en el Valle de Sta. Clara, al carácter normalmente escaso de las precipitaciones se le sumó un incremento en las extracciones de cuatro veces el promedio habido hasta entonces. En los 50 años citados las lluvias estacionales descendieron en torno a un 300%. El bombeo anual total aumentó de 60 hm³/año en 1915-1920 a 228 hm³/año en 1960-65. Como respuesta a ello el nivel piezométrico bajó de 55 a 75 m (Poland, 1977). Según Carbognin et al. (1978) el descenso piezométrico fue de 60 m entre 1915 y 1965.

La primera vez que se notificó la subsidencia fue en 1932 (Poland, 1977; Johnson, 1992), cuando se revisó una referencia establecida en 1912 y se encontró un asiento de 120 cm. Como consecuencia se estableció en 1934 una red de registros que se extendía por todo el valle. Entre 1934 y 1967 la National Geodetic Survey fue revisando todos ellos. En ese período la subsidencia varió desde 30 hasta 120 cm bajo la bahía y hasta 240 cm en S. José. El volumen de subsidencia, es decir, la reducción del espacio de los poros del suelo, fue de aproximadamente 617 hm³.

La subsidencia comenzó en torno a 1918 y en 1938 era de 160 cm. De 1938 a 1947 se detuvo durante un período de recuperación del nivel piezométrico, pero se reanudó en 1947 coincidiendo con un descenso brusco del mismo. Registros en S. José habían descendido 386 cm en 1967 (Poland, 1977; Carbognin et al., 1978) y en 1969, 393 cm (Poland, 1977). Según Bouwer (1977) el máximo de subsidencia del valle alcanzó los 400 cm en 1969.

Entre 1967 y 1975 se produjo una importante recuperación del nivel piezométrico, que en dos pozos representativos de S. José alcanzó en 1975 hasta 32 m sobre el registro de 1967 y un nivel aproximadamente igual que el de 1925. Las causas fueron el aumento de hasta cinco veces de los suministros de agua superficial entre 1965 y 1975, el aporte del agua local, la disminución en las extracciones por bombeo y el incremento de la recarga.

La traída de agua superficial comenzó en el Condado de Sta. Clara alrededor de 1940, cuando S. Francisco inició la venta de agua importada desde Sierra Nevada a varios municipios. La importación aumentó a 15 hm³ en 1960 y a 54 hm³ en 1975. También se trajo agua superficial desde el Valle Central a través del acueducto de la bahía, lo que empezó en 1965 y alcanzó 128 hm³ en 1974-75. Como resultado, el total de las importaciones al condado aumentó cinco veces entre 1964-65 y 1974-75, de 37 a 183 hm³/año.

2.12 Caracterización de subsidencia en El Área de Houston-Galveston en Texas [16, 15, 14]

La Región de Houston-Galveston (Texas), que ocupa una llanura costera de poca altitud, limita a las bahías de Galveston y Trinity y al Golfo de México. Consiste en una gran depresión estructural ocupada con sedimentos cenozoicos que se fueron depositando siguiendo una secuencia de sistemas deltáicos, originando una serie de cuñas que se van haciendo progresivamente más gruesas hacia el golfo, sometidas a la compactación gravitacional y a la subsidencia durante el relleno de la cuenca.

Los dos sistemas acuíferos principales del área de estudio son el Chicot, del Pleistoceno, y el Evangelina, del Plioceno, que aparece por debajo del anterior. Ambos se encuentran en estado semiconfinado y están conformados por estratos de arena (acuíferos) y arcilla (acuitardos), que se van alternando. La parte más baja del Chicot, conocida como Arena Alta Loma, es el único acuífero masivo que se extiende con continuidad.

En 1890 comenzó la explotación del agua subterránea en la región mediante el bombeo desde los acuíferos Chicot y Evangelina. En torno a 1974 el bombeo para el abastecimiento municipal (46%), el uso industrial (33%) y el riego (21%) era de aproximadamente 23 m³/s (Gabrysch, 1977; Johnson, 1992).

Entre 1906 y 1973 la Ciudad de Houston descendió 61 cm en el límite oeste y 152 cm en el este, mientras que tres grandes depresiones centradas en Pasadena, Baytown y Texas City registraron descensos máximos de 275, 245 y 170 cm, respectivamente (Delflache, 1979). La subsidencia por cada 30 m de descenso del nivel piezométrico varía entre 15 y 76 cm, con un valor medio de 30 cm. Bouwer (1977) apunta un asiento máximo en Baytown de 270 cm en 1976.

El centro de mayor subsidencia se encuentra al este-sureste de Houston, en Pasadena, donde hubo un descenso de 30 cm entre 1906 y 1943, y de más de 230 cm entre 1943 y 1973 (Gabrysch, 1977; Johnson, 1992). En este intervalo de tiempo la tasa fue de 8 cm/año, con un valor de 6 cm/año entre 1954-59. De 1964 a 1973 el mayor valor medido de subsidencia fue de 110 cm, con una tasa correspondiente de 12 cm/año.

Las evidencias superficiales de la subsidencia engloban a las expulsiones del terreno de las cubiertas de los pozos, que quedan sobresaliendo del suelo, y a daños en edificios, pavimentos, líneas de comunicaciones y sistemas de drenaje, especialmente en aquellas áreas industriales en las que el suministro de agua era proporcionado principalmente por el bombeo.

En algunas zonas el valor del suelo se ha hundido a causa de los asientos (Corapcioglu, 1984). Un área de 8 km² con 400 viviendas de calidad quedó sumergida en la Bahía de Galveston (Johnson, 1992). Existe una sentencia indicando la responsabilidad futura de los que extraen agua.

2.13 Caracterización de subsidencia en Bangkok. [16]

Bangkok se asienta en la mitad sur de una llanura extremadamente plana y de poca altitud. La superficie del suelo está entre 0,5 y 1,5 m sobre el nivel del mar como media, con zonas por debajo del mismo (Brand y Balasubramaniam, 1977; Piancharoen, 1977; Prinzi y Nutalaya, 1987). La extensión del Gran Bangkok se localiza en la ribera de la parte más baja del Río Chao Phrya, aproximadamente 25 km al norte del Golfo de Tailandia. La ciudad se extiende a ambos lados del río. La zona administrativa ocupa aproximadamente 1.500 km², con la principal área urbanizada en el centro y las tierras agrícolas en la periferia. El Campus del Instituto Tecnológico de Asia se sitúa 42 km al norte de Bangkok.

La Llanura de Chao Phrya se implanta en una depresión estructural que se extiende de norte a sur con 120 km de ancho y 200 km de longitud, y fue generada por fallas de los bloques tectónicos durante el Terciario. Durante el último Pleistoceno el mar invadió la llanura, llegando probablemente hasta unos 175 km al norte del golfo, y se fue retirando en el período que media entre hace 45.000 años y hace 14.000 años, no retrocediendo del todo hasta hace 3.000 años. El resultado de esta formación es una cuenca ancha y profunda, rellena de sedimentos aluviales y deltáicos, con fases ocasionales de sedimentación marina superficial, originándose capas de arcilla y arena con grava hasta profundidades de más de 2.000 m.

Durante más de 30 años la Ciudad de Bangkok había sufrido una subsidencia severa provocada por el excesivo bombeo de agua desde los pozos profundos (Scott, 1979). A principios de los años 70 se reconoció la evidencia del fenómeno y se consideró que tenía una estrecha relación con el rápido crecimiento demográfico experimentado desde 1960.

En las zonas con mayor tasa de subsidencia se había creado una gran depresión del terreno con forma de cuenco. Esto ocurrió en los suburbios orientales de Bangkok, la parte del área metropolitana que había experimentado el proceso de urbanización más rápido y en las que el suministro de agua tuvo como única fuente el bombeo desde pozos profundos hasta 1985.

Se observó, además, que la tasa de subsidencia correspondiente a la estación seca era mayor que en la estación húmeda. En el Campus del Instituto Tecnológico de Asia se midió una tasa de asentamiento media en 1984 de 2,39 cm/año, y de 7,34 cm/año en la estación seca. En 1986 este último registro era de 8,54 cm/año (Bergado et al., 1987).

La compresión de las capas de arcilla de la zona superior contribuía a la subsidencia total en un 40%, la de la zona inferior hasta una profundidad de 200 m en un 40-55% y la de las capas por debajo de 200 m en un 5-15% (Prinzi y Nutalaya, 1987). Bergado et al. (1987) encontraron en el Campus del Instituto Tecnológico de Asia que en los 9 m superiores se producía el 75% de la compresión del suelo y en la zona entre 9 y 200 m de profundidad el 25%.

Entre 1978 y 1986 se ha llevado a cabo un análisis para la cuantificación y la localización de las áreas de subsidencia, la determinación del efecto del bombeo sobre los asientos, la predicción del posible descenso máximo total y las medidas oficiales que podrían tomarse para detener el fenómeno.

Se desarrolló una investigación sobre los recursos de agua subterránea y otra sobre la elevación del terreno mediante el estudio de nueve series de nivelaciones de precisión en la superficie de toda el área de Bangkok. El Campus del Instituto Tecnológico de Asia fue objeto de un seguimiento pormenorizado de nivelaciones del suelo y de medidas de la presión del agua en los poros mediante piezómetros desde 1983.

En 1976 las autoridades de la metrópolis en materia de agua iniciaron la realización de un programa cuyo objeto era conseguir una producción total de agua superficial de 2,3 hm³ en 1985 y de 2,8 hm³ en 1989, suficientes para colmar las necesidades de 6 millones de personas. Como resultado de la reducción de la tasa de bombeo, los niveles piezométricos dejaron de bajar e incluso, comenzaron a subir en la década de los años 80's.

La primera consecuencia del ascenso del nivel piezométrico fue que en 1982 la tasa de subsidencia decreció en un 10-20%, aunque seguía siendo bastante grande. En 1986 el asiento producido era nulo o muy pequeño en muchas de las localizaciones, midiéndose levantamientos en algunas de ellas.

2.14 Caracterización de subsidencia en Japón. [16, 14]

La causa de la subsidencia en Japón es la extracción de agua del terreno. En un principio, en 1960, era bombeada para los usos industrial y municipal, excluyendo la destinada para el abastecimiento de la población y para la explotación de gas, pero después también fue extraída para el consumo humano, el agrícola y para calefacción en el período invernal. En 1970, el destino principal era la agricultura (166,7 m³/s de un total de 243,3 m³/s). En algunos lugares se emprendió una explotación geotérmica a gran escala (Yamamoto, 1977). Se estima que en 1989 en Japón se usaban 366.512 m³/s de agua subterránea. Aproximadamente el 30% del agua destinada a la industria, el 22% de la del consumo y el 7% de la empleada en tareas agrícolas procedía del subsuelo (Akagi, 1992).

Se ha demostrado que la subsidencia comenzaba a ocurrir en aquella zona en la que el bombeo excedía el valor de 1 mm/día.km², lo que podría valer como límite para la extracción (Yamamoto, 1977).

El número de localizaciones que han experimentado la subsidencia en Japón creció sin parar desde principios de siglo hasta los años 80, llegando a completar 60 y hasta 7.380 km² en superficie. De ellos, 1.200 km² se encontraban por debajo del nivel del mar. Las áreas que en 1976 tenían una tasa de subsidencia superior a 2 cm/año son Kanaura (Akita), Naoetsu (Niigata), Kujikuri (Chiba), la Llanura de Mikawa (Aichi), la Llanura de Nobi (incluyendo Aichi, Mie y Gifu), la Llanura de Tottori (Tottri), la Llanura de Saga

(Saga), la Ciudad de Aomori, la Ciudad de Nanao, la Ciudad de Yamagata, y la Ciudad de Haranomachi. La superficie total que ocupaban era de 1.946 km² en 1978. De ellos, 404 km² descendían más de 4 cm en un año (Akagi, 1992).

La subsidencia desencadenó daños en las estructuras y gran cantidad de problemas en los ríos, los puertos, las zonas agrícolas, etc. Se tuvieron que tomar medidas en las áreas de altitud próxima al nivel del mar para protegerlas de las inundaciones, las altas mareas, y las grandes olas debidas a los terremotos.

2.15 Caracterización de subsidencia en el área de la Llanura de Nobi. [16, 14]

La Llanura de Nobi ocupa una superficie de 1.300 km² del área central de Japón, que dan a la Bahía Ise, donde circulan los ríos Ibi, Nagara, Kiso y Shonai y se compone de abanicos aluviales, llanuras de inundación, llanuras deltáicas, terrazas, tierras salvadas del mar y suelos de relleno.

Las tasas anuales de subsidencia han sido de 1,4 a 1,8 mm antes de 1925, de 2 a 5 mm en el período 1925-1950, de 10 a 20 mm entre 1950 y 1960, de 20 a 40 mm entre 1960 y 1965 y más de 100 mm en los años 70. Entre 1950 y 1973 la subsidencia aumentó exponencialmente. En 1973 la tasa de subsidencia variaba entre 2 y 20 cm/año. En 1976 el área descendente total era de 1.140 km². La superficie que se encontraba por debajo del nivel del mar pasó de 186 km² en 1961 a 250 km² en 1973.

Kuwahara et al. (1977) hicieron una estimación de la subsidencia futura basándose en la Teoría de Consolidación de Terzaghi. Las hipótesis de reducción de la presión intersticial del agua en el terreno fueron varias, cuyos casos límite consistían en que los niveles piezométricos se estabilizaran en los valores de 1973 y que siguieran descendiendo con las tasas de ese mismo año. Estimaban que el asiento producido una década más tarde, debido al tiempo requerido por la consolidación, en el mejor de los casos alcanzaría los 70 cm, y en el peor 160 cm. Si la superficie piezométrica de los acuíferos principales desciende en el peor de los casos, solamente el asentamiento de los sedimentos alcanzará de 3 a 4 m en las zonas sur y oeste de la llanura.

Como resultado de las medidas oficiales los niveles piezométricos han cambiado su tendencia, experimentado una recuperación a partir de 1974, lo que hizo que la tasa de subsidencia comenzara a descender en 1975. La superficie descendente también se ha ido empujando en extensión. Es más, se han medido rebotes de hasta 3 cm/año en algunos puntos de las zonas perimetrales

2.16 Caracterización de subsidencia en el área de Niigata. [16, 14]

Otra zona de Japón que ha experimentado desde 1956 una subsidencia severa a causa del bombeo de agua y gas para uso industrial y doméstico es Niigata.

La extracción de gas natural se desarrolló con gran rapidez a partir de 1953. Para su explotación industrial proliferaron los pozos de producción en el área cercana a la desembocadura del Río Shinano y a lo largo de la costa del Mar del Japón. En el área interior de la Llanura de Niigata, al sur de la Ciudad de Niigata, se distribuyeron 10.000 pozos de gas natural para uso doméstico.

En 1960 los pozos de la llanura bombeaban 0,69 m³/s. Como resultado de la extracción de agua del terreno en los pozos de gas, el nivel piezométrico sufrió un gran descenso.

Entre 1957 y 1959 se publicaron numerosos artículos de investigación, especialmente acerca de las causas de la subsidencia y las medidas para minimizar sus efectos. Los registros de los pozos de observación revelaban una notable compresión de los estratos situados a profundidades entre 380 y 610 m.

La tasa máxima de subsidencia fue medida en 1959 en Yamanoshita y era de 50 cm/año. En la misma fecha, en Shirone Town, en el área interior de la Llanura de Niigata, se midieron 14 cm en 10 meses, y el área total de subsidencia ocupaba 2.000 km² (Yamamoto, 1977).

En 1965 y 1973, se realizaron algunas investigaciones respecto a la compatibilidad de la prevención de la subsidencia terrestre con una nueva explotación de los recursos de gas. El sistema de inyección se componía de una serie de pozos de bombeo y de inyección. La cantidad total de agua bombeada, unos 0,03 m³/s, se hacía pasar por filtros de gas-agua y se volvía a inyectar en los cuatro acuíferos existentes. Se instalaron, también, pozos de observación cerca de las estaciones experimentales. Se estudiaron los cambios en los niveles piezométricos y la compactación de las capas bajo la superficie, llegándose al convencimiento de que con la inyección continuada la extracción de agua del terreno tenía poca influencia en la subsidencia de la zona.

Basados en los resultados anteriores, se perforaron pozos de inyección para la recarga artificial en los alrededores de los pozos de producción. Desde 1973, el caudal de agua bombeada, 1,27 m³/s, se volvía a inyectar en los acuíferos subterráneos una vez extraído el gas natural.

Debido a ello, el nivel de agua en el terreno ha ido creciendo rápidamente desde octubre de 1973 y se han producido levantamientos de la superficie terrestre. El aumento del nivel piezométrico alcanzó en Nishikanbara la tasa de 20 m/año en el acuífero que se encuentra a 1.050 m de profundidad y de 5 m/año en el que está a 380 m. El rebote del terreno, con un máximo medido de 2,8 cm/año en Uchino, parece ser temporal y estar causado por la expansión de los estratos que se extienden bajo los acuíferos en los que

se inyecta el agua. En 1974 el área de subsidencia se había reducido a 70 km² (Yamamoto, 1977).

2.17 Subsidencia unidimensional no lineal de un suelo saturado. Aplicación al casco urbano de Murcia. [16, 17]

La caída de nivel piezométrico producida durante la década comprendida entre 1990 y 2000 ha dado lugar a asentamientos del terreno en la zona urbana, causando daños en edificaciones y pavimentos. El perfil de suelo puede asimilarse a un acuitardo confinado entre dos acuíferos. Los autores del estudio plantearon la formulación del problema de la consolidación unidimensional no lineal de una capa de arcilla normalmente consolidada o sobreconsolidada, causada por la variación del nivel piezométrico en sus límites. La solución numérica al problema la encontraron implementando un esquema de diferencias finitas. Los asentamientos que calcularon fueron comparados con los obtenidos mediante la teoría de consolidación de Terzaghi-Frolich, con lo cual comprobaron que la diferencia era pequeña. La teoría que propones puede utilizarse para la evaluación y predicción de la subsidencia provocada por la extracción de agua subterránea.

Las hipótesis que usaron para tratar el problema fueron: el suelo se encuentra saturado; tanto la deformación como el flujo de agua en el suelo ocurren solo en dirección vertical; el coeficiente de compresibilidad m_v se define en términos de la relación de vacíos inicial, el cambio en la relación de vacíos y el cambio en el estado de esfuerzos efectivos; las deformaciones obedecen una ley logarítmica; el módulo de compresibilidad también puede expresarse en términos de la relación de vacíos, el estado de esfuerzos efectivos y el índice de compresión; el coeficiente de consolidación se supone constante, lo cual es equivalente a suponer que al aproximarse las partículas de suelo k_v y m_v decrecen de tal forma que su coeficiente se mantiene constante; se admite válida la Ley de Darcy; la compresibilidad de los sólidos y del agua es despreciable en relación con la compresibilidad del esqueleto del suelo, por tanto los pesos específicos del agua y de las partículas sólidas permanecen constantes; se ignoran los efectos de consolidación secundaria.

Bajo las hipótesis antes mencionadas los autores del estudio, resuelven el problema considerando las alturas piezométricas en los límites variables con el tiempo.

La subsidencia en la ciudad de Murcia sobrepasa los 10cm, lo cual ha originado problemas en edificaciones, urbanizaciones, instalaciones y obras públicas. El descenso de la superficie del terreno se hizo observable a simple vista en muchos lugares a través de aceras y bordillos desorganizados, cortes en pavimentos, rotura en infraestructura superficial, separaciones de peldaños, etc.,. Estos procesos de subsidencia han afectados a mas de cien edificios, distribuidos por toda la ciudad y con diferentes tipos de cimentación y estructura.

2.18 Descensos del nivel freático en Bogotá, Colombia. [10, 11]

El descenso regional del agua subterránea es la principal causa de los fenómenos de compactación y hundimiento que se observan en las capas superficiales de la Formación Sabana, reflejado en el deterioro en construcciones y pavimentos, y de sobrepresiones en pozos profundos.

En la Sabana de Bogotá se está duplicando la experiencia negativa del Valle de México, también constituido por sedimentos lacustres no consolidados.

En el trabajo sobre Geología e Hidrogeología de Santafé de Bogotá y su Sabana presentado en el Primer Foro sobre Geotecnia de la Sabana de Bogotá (1992) se afirma (Lobo-Guerrero, 1992) que el nivel potenciométrico del agua subterránea en la cuenca artesiana está descendiendo a tasas entre 3 y 5 m/año debido a una extracción agregada mayor que la recarga natural.

Para contribuir al abastecimiento de la población de Facatativá, en el año de 1972 se construyó un pozo hasta 208m de profundidad, que sumado a otro pozo en la zona destinados a la producción de agua para el sector industrial, fueron abatiendo progresivamente los niveles de agua en la zona, hasta que el pozo más superficial quedó sin producción. Ante la imposibilidad de continuar bombeando el pozo de menor profundidad y al aumentar su demanda, se decidió perforar nuevos pozos que contribuyeron al descenso de niveles piezométricos en la zona.

En febrero de 1985 durante el estudio hidrogeológico de la cuenca del Río Bojacá CAR (Corporación Autónoma Regional) fue informada de tres casos comprobados de descenso de niveles:

A) Pozo MADRID-4, situado al SW de la población, en la Fm. Guadalupe, cuyo nivel estático original en diciembre de 1982 era de 11.00 m y en solo ocho meses había descendido 36.50 m.

B) Pozo CHAMBOURCY-4, situado en el costado occidental del Cerro de Córdoba, que capta agua subterránea de areniscas y arcillolitas fracturadas de la Fm. Guaduas, cuyo nivel estático original era de 16.15 m en junio de 1975 y para octubre de 1983 había descendido 22.73 m en ocho años y cuatro meses (tasa de 2.73 m/año).

C) Los cuatro pozos de JARDINES DE COLOMBIA, 5 km al occidente de Madrid, donde entre 74 y 85 el nivel estático había descendido desde 11.41 m hasta 47 m (tasa de 3.5 m/año), en areniscas y arcillolitas fracturadas de las Formaciones Guadalupe y La Frontera (Lobo-Guerrero, A., 1985a).

En 1986 se perforó el un nuevo pozo y para finales de 1989 el caudal para el sector industrial se había reducido a 1.5 lps y el nivel a 38.00 m (tasa de 2.35 m/año). Sin embargo el déficit del recurso para este sector obligó la construcción de un nuevo pozo en la zona.

Por su estado de fracturación, en este sitio la Fm. Guadalupe es un acuífero de fisuras, anisotrópico, libre, que se alimenta por recarga de agua lluvia en los cerros vecinos (Lobo-Guerrero, A., 1989). A partir de 1990 se lleva un registro diario del nivel del agua en el último pozo mencionado, con lo cual se documenta un descenso de 12.5 m hasta 1995, con nivel mínimo de 73.00 m, a una tasa promedio de 2.3 m/año. El descenso del nivel piezométrico total en el área es de 51.50 m.

Con los datos anteriores se puede coaprender el problema que se está generando para todos los usuarios del agua subterránea en la zona. Por la escases de agua superficial, la cantidad de agua subterránea extraída es cada vez mayor, progresivamente los niveles son más bajos, cada vez hay más pozos y hay que perforar a mayor profundidad. Se está agotando el agua en las Formaciones Guadalupe y Guaduas por sobre-explotación.

La Formación Sabana está conformada por arcillas, limos arcillosos, turbas y arenas, depositadas en una cuenca fluvial y lacustre de alta montaña, durante unos dos millones de años. Por el peso de los sedimentos y el progresivo descenso del nivel potenciométrico regional, estos suelos no consolidados han perdido humedad y se han venido desecando y compactando. Responden a la falta de humedad mediante contracción, consolidación y agrietamiento. Por encima del nivel del agua subterránea se están convirtiendo en rocas litificadas de menor porosidad (arcillolitas, limolitas, lignitos, areniscas, etc.), las cuales tienen mayor densidad y por lo tanto mayor peso que sus equivalentes no consolidadas.

El descenso regional del nivel potenciométrico es la principal causa de los fenómenos de compactación y hundimiento que se observan en las capas superficiales de la Formación Sabana, de los destrozos en construcciones y pavimentos, y de sobrepresiones en los pozos profundos. En la Sabana de Bogotá estamos duplicando el caso del valle de México, también constituido por sedimentos lacustres. Actualmente el problema de la subsidencia debida a extracción descontrolada del agua subterránea es bien conocido por la hidrogeología, y constituye un fenómeno de muchas regiones densamente pobladas (Dolan, R. & Goodell, H.G., 1986).

Con el fin de cuantificar los asentamientos regionales en la Sabana de Bogotá, la Dirección de Prevención y Atención de Emergencias ha contratado dos estudios con el Instituto Cartográfico de Cataluña, con los cuales se pretende medir los desplazamientos verticales mediante la técnica de interferometría diferencia DInSAR (Blanco y Barreto, 2010). El Instituto Geográfico Agustín Codazzi IGAC, (Martínez *et al*, 2008) también ha desarrollado trabajos de monitoreo de la subsidencia que muestra tasa de asentamientos típicas entre 10 y 20mm/año para el periodo 2003-2007.

Con base en la comparación de los asentamientos regionales medidos, parámetros del suelo que dan indicios de la historia de esfuerzos que ha experimentado el subsuelo y resultados de modelos de predicción de asentamientos (Rodríguez, 2011) se relacionan la deformación a los cambios en los niveles piezométricos en los depósitos lacustres de la Sabana de Bogotá, en la muestra que se requieren cambios muy pequeños de esfuerzo

efectivo (del orden de 0,05 a 2,5 KPa/año, o 5 a 25cm de cambio efectivo en el nivel piezométrico) para producir asentamientos regionales entre 1.5 y 3.5cm,

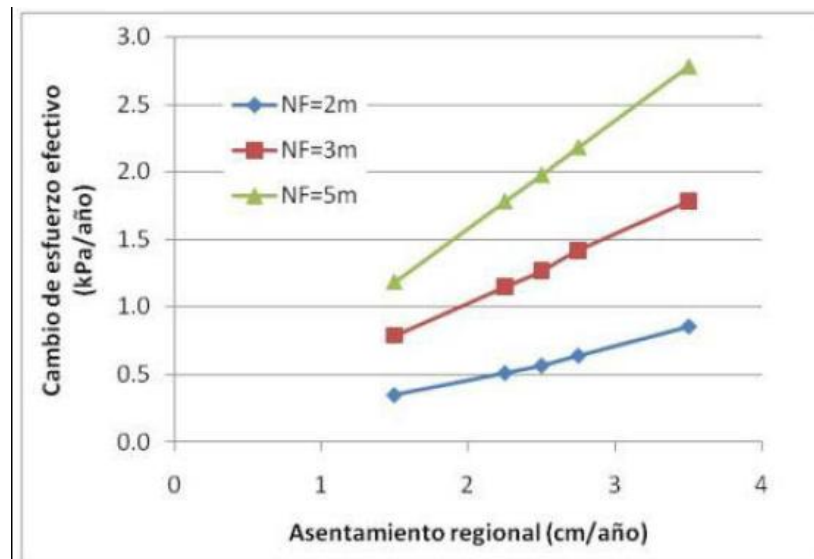


Figura 6. Relación entre cambios de esfuerzo efectivo y asentamientos por abatimiento del nivel freático calculados para diferentes posiciones del nivel freático. Ref [11]

3. MARCO TEÓRICO

En este capítulo se exponen las teorías más importantes relacionadas con el desarrollo de la tesis.

3.1 Flujo de agua en suelos

El estudio de asentamientos del terreno inducidos por descensos del nivel freático, demanda la comprensión de conceptos básicos del campo de hidrogeología y de la geotecnia, en este capítulo se exponen los conceptos necesarios que permiten entender los mecanismos de flujo y deformación en los suelos.

El flujo puede definirse apropiadamente en términos del gradiente de cabeza hidráulica para cada una de las fases, esto incluye tanto la cabeza de presión como la cabeza de posición.

El flujo de agua en suelos saturados comúnmente es descrito usando la Ley de Darcy (1856). Darcy postuló que la tasa de flujo de agua a través de una masa de suelo es proporcional al gradiente de cabeza hidráulica, el coeficiente de proporcionalidad es llamado coeficiente de permeabilidad y es relativamente constante para un suelo saturado específico.

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

Ecuación 1

En suelos saturados el coeficiente de permeabilidad es función de la relación de vacíos (Lambe y Whitman, 1979). Sin embargo, el coeficiente de permeabilidad se suele considerar constante cuando se analizan problemas de flujo transiente. En un suelo no saturado, el coeficiente de permeabilidad es afectado significativamente por cambios combinados de la relación de vacíos y el grado de saturación (o contenido de agua) del suelo. El coeficiente de permeabilidad de la fase agua decrece rápidamente en la medida que el espacio disponible para el flujo de agua se reduce.

El coeficiente de permeabilidad respecto a la fase líquida es una medida del espacio disponible para que fluya líquido a través del suelo. Las características de los medios porosos son función de las propiedades de masa-volumen del suelo; de esta forma el coeficiente de permeabilidad es una función de dos de tres posibles propiedades de masa-volumen (Lloret y Alonso, 1980; Fredlund, 1981): el grado de saturación y la relación de vacíos (S , e); la relación de vacíos y el contenido de humedad (e , w) o el contenido de humedad y el grado de saturación (w , S).

El coeficiente de permeabilidad frecuentemente es descrito como una función singular del grado de saturación o el contenido volumétrico de agua. Un cambio en la succión matriz puede producir un cambio más significativo en el grado de saturación que el producido por un incremento neto de esfuerzo normal. Varios autores han derivado expresiones para el coeficiente de permeabilidad a partir de la curva característica del suelo (succión matriz vs grado de saturación).

3.2 Teoría de consolidación

Entre la segunda y la cuarta década del siglo XX, avances decisivos en el estudio de medios porosos tuvieron lugar, en especial dos grandes progresos se destacan, primero, científicos descubrieron importantes efectos mecánicos en un sólido poroso rígido saturado de líquido; segundo, los científicos por primera vez incursionan en la investigación de medios porosos saturados deformables. El descubrimiento de efectos mecánicos fundamentales en medios porosos saturados y la formulación de las primeras teorías de medios porosos son principalmente debido a dos notables profesores del Technische Hochschule of Vienna: Paul Fillunger and Karl von Terzaghi.

De 1913 a 1934, estos dos profesores describieron por primera vez el importante fenómeno físico en medios porosos rígidos saturados, específicamente relacionados con los efectos de flotación, fricción, capilaridad y esfuerzos efectivos. Y fue Fillunger (De Boer, 1996) el pionero en una teoría de medios porosos, investigando problemas de flotación y fuerza de fricción actuando en pesadas presas de mampostería. Al mismo tiempo, Terzaghi se enfocó en el problema teórico de capilaridad y estableció formalmente el concepto de esfuerzos efectivos. Terzaghi reconoció que un cuerpo de suelo deformable y lleno de agua, a pesar de tener gran relevancia para la cimentación de edificaciones, no había sido científicamente tratado. En un famoso artículo presentado a la Academia de Ciencia en Vienna en junio de 1923, Terzaghi presentó la derivación de su teoría de consolidación. Esta teoría, que obtuvo reconocimiento inmediato, luego fue publicada en un estudio ampliado de renombre internacional que es considerado el primer libro importante en mecánica de suelos (Terzaghi, 1943).

La ecuación de consolidación más común que tiene en cuenta la no linealidad en las propiedades del suelo de permeabilidad y compresibilidad se presenta a continuación.

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}$$

Ecuación 2

Donde, u_w es el incremento no drenado de la presión de poros, t es el tiempo, z es posición en el espacio unidimensional y C_v es el coeficiente de consolidación unidimensional. Terzaghi (1943) obtuvo la ecuación 5-28 intuitivamente a través de la analogía del proceso de consolidación con el fenómeno de difusión de calor, pero estos dos fenómenos no son los únicos que pueden ser modelados por medio de una ecuación de este tipo, en la Tabla 1 se reflejan algunas áreas de la física cuyos procesos pueden modelarse mediante ecuaciones diferenciales parciales que tienen la misma forma de la ecuación de consolidación.

Tabla 1. Procesos de diferentes áreas de la física

Área	Variable		Parámetro		
	Escalar	vectorial	Disipación	Acum. flujo	Acum. potencial
Mecánica de suelos	Presión intersticial	Velocidad de flujo	Resistencia hidráulica (permeabilidad)		Deformación volumétrica (contenido de agua)
Electrodinámica	Voltaje	Corriente	Resistividad	Inductancia	Capacitancia
Electrostática	Potencial eléctrico	Flujo			Permisividad dieléctrica
Magnetismo	Potencial	Flujo	Reluctancia	Permeabilidad	
Electromagnetismo	Potencial	Flujo	Conductividad	Permeabilidad	Permisividad eléctrica
Estática (mecánica)	Desplazamiento	Fuerza	Constante de resorte		
Dinámica (mecánica)	Velocidad	Fuerza	Viscosidad	Cte. de resorte	Masa (inercia)
Elasticidad	Deformación	Tensión	Viscosidad	Modulo E	Inercia
Difusión de partículas	Concentración	Transferencia de masa	Difusividad	Fuerzas de inercia	Compresibilidad
Transferencia de calor	Temperatura	Flujo de calor	Resistencia térmica		Capacidad térmica
Mecánica de fluidos	Presión	Caudal	Viscosidad	Densidad	Compresibilidad

La ecuación de la consolidación unidimensional (Ecuación 2) es de tipo parabólico, de orden y dimensión dos, en que la ecuación de disipación es la ley de Darcy y la ecuación de acumulación de potencial es la ley de conservación de la masa.

Existen dos tipos de condiciones de contorno: iniciales y/o de frontera. Para el caso del ensayo de consolidación hay una condición inicial, ya que se conoce el valor del campo escalar incógnita en el instante inicial, y dos de frontera, una sobre el valor de la función y otra sobre su derivada. Estas condiciones de contorno deben garantizar que:

- Existe solución
- La solución sea única
- La solución sea estable, es decir, dependa de forma continua de los datos iniciales y de los datos sobre la frontera

3.3 Teoría de compactación de sistemas acuíferos multicapa [14]

En 1925, O.E Meinzer (Meinzer y Hard, 1925) identificó que un acuífero artesiano (la arenisca de Dakota) se comprimía cuando la cabeza artesiana decrecía. Meinzer declaró que la presión de sobrecarga de todos los lechos por encima del acuífero confinado Dakota eran soportados parcialmente por la presión del fluido en la superficie de la Unidad y parcialmente por la arenisca misma. Concluyó entonces que la carga entre partículas sobre el acuífero Dakota había incrementado cerca del 50% debido a la declinación de la cabeza artesiana.

Menzier (1928), en un artículo clásico discute la compresibilidad y elasticidad de acuíferos artesianos en detalle, en este documento cita evidencia para compresibilidad y elasticidad derivada de ensayos de laboratorio y expone su evidencia en acuíferos confinados y para grandes cuencas artesianas, especialmente la cuenca artesiana Dakota, concluye:

“Los acuíferos artesianos son todos aparentemente más o menos compresibles y elásticos aunque difieren ampliamente en el grado de importancia relativa de estas propiedades. En general las propiedades de compresibilidad y elasticidad son de mayor consecuencia en acuíferos que tienen baja permeabilidad, recarga lenta y cabeza alta. En muchos acuíferos estas propiedades son evidentemente importantes para el abastecimiento de agua, no solo por la reducción permanente de almacenamiento sino también por la reducción temporal como repuesta cuando los pozos son inyectados o durante épocas de mínimo uso”.

Reconociendo de esta forma que el agua extraída era liberada tanto por la compresión del acuífero y expansión del agua y que la compresión puede ser permanente (inelástica) así como elástica (recuperable).

El siguiente gran aporte en la comprensión de la manera en la cual los acuíferos artesianos liberan agua fue desarrollado por Theis (1935), a través de la analogía de una ecuación de flujo transiente de agua subterránea para descargar un pozo con la teoría matemática de conducción de calor. Esta ecuación, la cual por primera vez introduce el tiempo y el coeficiente de almacenamiento (S), es parte fundamental del estudio de la hidrogeología. Siguiendo el desarrollo de de esta ecuación, Theis (1938) define el coeficiente de almacenamiento como “el volumen de agua, medido en pies cúbicos, liberado en cada columna de acuífero área de base de un pie cuadrado y altura igual al espesor del acuífero, cuando el nivel freático u otra superficie piezométrica es abatida un pie.”

Jacob (1940) postuló que cuando el agua es removida de un acuífero artesiano elástico y la presión decrece, el agua almacenada es derivada de una expansión del agua confinada, la compresión del acuífero y la compresión de estratos adyacentes incluidas intercalaciones de arcilla. Concluyó que la tercera fuente probablemente es la principal en el caso habitual, y declaró *“debido a la baja permeabilidad de las arcillas existe un retraso de tiempo entre la baja de presión dentro del acuífero y la aparición de parte del agua que es desalojada en estas arcillas.*

En el campo de la mecánica de suelos, Karl Terzaghi (1925; Terzaghi y Peck, 1967) desarrollo la teoría de consolidación primaria unidimensional de arcillas que ha servido de base para soluciones de la mayoría de los problemas de asentamientos y mecánica de suelos en el siglo pasado. Esta teoría comúnmente es usada para estimar la magnitud y tasa de asentamientos o compactación que ocurrirá en depósitos arcillosos bajo cambios en los esfuerzos. De acuerdo con esta teoría, la compactación resulta del lento alivio del incremento de presión de poros en los depósitos sometidos a carga, acompañada por una transferencia gradual del esfuerzo desde la presión de poros a la estructura granular del

depósito. En desarrollo de su teoría de consolidación en 1925, Terzaghi también introdujo el principio básico de esfuerzos efectivos.

$$\sigma' = (\sigma - u_w),$$

Ecuación 3

Este fue el mismo año en que O.E Meinzer (Meinzer y Hard, 1925) reconoce el principio de esfuerzos efectivos en la compresión de acuíferos artesianos.

La aplicación de la teoría de consolidación de suelos para explicar la teoría de compactación de sistemas acuíferos ha sido resumida lucidamente por Riley (1969), de la siguiente forma:

“La bien conocida teoría hidrodinámica (Terzaghi) de consolidación de suelos puede proporcionar una explicación semi cuantitativa para el fenómeno de compactación repetida durante ciclos sucesivos de carga y descarga a través de mismo rango de esfuerzos. En el contexto de este problema un principio fundamental de la teoría de consolidación establece que un incremento en el esfuerzo aplicado al estrato de arcilla (acuitardo) será efectivo como una carga de compresión grano a grano solo tan rápido como las cabezas (presión de poros) en el acuitardo puedan decaer hacia el equilibrio con la cabeza en el acuífero adyacente. Debido a la baja permeabilidad y relativamente alta compresibilidad de los acuitardos interestratificados, la consolidación (compactación) de sistemas de acuíferos multicapa en respuesta al incremento de esfuerzos efectivos es un proceso fuertemente dependiente del tiempo, y la consolidación total o “última” no se logra hasta que a través del acuífero exista una distribución vertical estable de cabeza hidráulica. Presiones de poros no permanentes mayores en los acuitardos respecto a la presión de poros en los acuíferos adyacentes (llamadas excesos de presión de poros residuales) son una medida directa de la consolidación primaria remanente que en última instancia ocurrirá bajo el esfuerzo existente. Cuando el equilibrio en la presión de poros es alcanzado en el acuitardo, se dice que se ha consolidado al 100% para el esfuerzo prevaleciente y no abra compactación permanente adicional si el mismo esfuerzo es repetidamente removido y aplicado.

Para un acuitardo homogéneo, que se encuentre en medio de acuíferos con igual cabeza piezométrica entre sí, y que en un instante de tiempo esta cabeza piezométrica desciende en la misma proporción, el tiempo, t , requerido para alcanzar cualquier disipación específica de exceso de presión de poros promedio es función directa de: (1) el volumen de agua que debe ser expulsado del acuitardo con el fin de establecer la estructura más densa requerida para soportar el incremento de esfuerzo, y (2) la impedancia para el escape de esta agua. El producto de estos dos parámetros constituye la constante de tiempo del acuitardo. Para un incremento de esfuerzos específico, el volumen de agua es determinado por la compresibilidad volumétrica m_v del acuitardo, la compresibilidad β_w del agua y el espesor b del acuitardo. La impedancia es determinada por la permeabilidad vertical K y el espesor del acuitardo. Así, el tiempo requerido, es función de la constante de tiempo τ ,

$$\tau = \frac{S'_s \cdot (b'/2)^2}{K'}$$

Ecuación 4

Donde S'_s es el almacenamiento específico del acuitardo, definido como

$$S'_s = S'_{sk} + S_{sw}$$

Ecuación 5

En la cual

$$S'_{sk} = m_v \cdot \gamma_w = \frac{\Delta b'}{b \Delta h_a}$$

Ecuación 6

Y

$$S_{sw} = n \cdot \beta_w \cdot \gamma_w$$

Ecuación 7

S'_{sk} es el componente de almacenamiento específico debido a la compresibilidad del acuitardo, S'_{sw} es el componente debido a la compresibilidad del agua, h_a es la cabeza promedio en el acuitardo, n es la porosidad y γ_w es el peso unitario del agua. Para la consolidación de acuitardos $S'_{sk} \gg S'_{sw}$.

Por conveniencia, se acostumbra a definir un factor de tiempo adimensional, T , determinado como

$$T = \frac{t}{\tau}$$

Ecuación 8

Donde T es igual a la unidad, t es igual al tiempo constante. El grado de consolidación U es expresado como función del tiempo. Para las funciones de consolidación-tiempo comúnmente usadas, U es algo más que el 90% cuando T es igual a uno.

3.4 Tipos de esfuerzos

Como fue discutido por Lofgren (1968), tres tipos de esfuerzos están involucrados en la compactación de cualquier sistema acuífero:

Estos están cercanamente interrelacionados, sin embargo su diferente naturaleza impone una clara distinción que es de gran importancia. El primero de estos es el esfuerzo gravitacional, causado por el peso efectivo de depósitos suprayacentes, los cuales son transmitidos hacia abajo a través de los contactos grano-grano en el depósito. El

segundo, el esfuerzo hidrostático debido al peso del agua intersticial, es transmitido a través del agua. El tercero es un esfuerzo de infiltración dinámico ejercido sobre los granos por el arrastre viscoso del movimiento vertical del agua intersticial. El primero y el tercero son aditivos en sus efectos y en conjunto constituyen el esfuerzo grano-grano que cambia la relación de vacíos y las propiedades mecánicas del depósito; éste es comúnmente conocido como esfuerzo efectivo.

El segundo tipo de esfuerzo, aunque tiende a comprimir cada grano individual, virtualmente no tiene tendencia a cambiar la relación de vacíos del depósito y es referido como esfuerzo neutro.

3.5 Análisis esfuerzos deformación

Mediciones de campo de compactación y cambios correlacionados en el nivel de agua sirven como continuos monitoreos de subsidencia e indicadores de la respuesta del sistema a cambios en los esfuerzos aplicados. Ellos también pueden ser utilizados para construir curvas esfuerzo-deformación, a partir de las cuales, bajo ciertas condiciones favorables, pueden derivarse los parámetros de almacenamiento y compresibilidad de los sistemas acuíferos, como fue demostrado por Riley (1969) en la parte sur del valle San Joaquín, California.

Trece años de medición de cambios en el nivel de agua y compactación en el sitio denominado Pixley se muestran en la Figura 7, estos datos han sido utilizados para derivar una gráfica de cambios de esfuerzos contra deformación unitaria (Figura 7 E) para un sistema de acuíferos confinado de 101 metros de espesor. El cambio en los esfuerzos aplicado a todos los estratos dentro del rango de profundidad es calculado a partir de hidrógrafas de los pozos 16N4 (nivel freático) y 16N3 (sistema confinado). Esta gráfica de cambios de esfuerzos es graficada con los esfuerzos incrementando hacia abajo para enfatizar la cercana relación con la declinación de cabeza artesiana. La compactación dentro del intervalo de profundidad entre 131-232m (D) es obtenida como la diferencia entre los dos extensómetros en la gráfica C. El diagrama esfuerzo – deformación (E) representa la respuesta mecánica (cambio en el espesor) del intervalo de 131 – 232 metros para el cambio los esfuerzos efectivos.

Las características de compresibilidad de capas o estratos de suelos finos puede ser obtenida a través de la realización ensayos de consolidación unidimensional sobre muestras inalteradas. La gráfica de la relación de vacíos contra el logaritmo del esfuerzo efectivo es conocida como la gráfica e-log p.

Para cambios en los esfuerzos efectivos en el rango de esfuerzos menor que la presión de preconsolidación, la compactación o expansión tanto de acuíferos como de acuitardos es elástica, esto es, aproximadamente proporcional al cambio en los esfuerzos efectivos sobre un moderado rango en esfuerzos y completamente recuperable si los esfuerzos se revierten a la condición inicial.

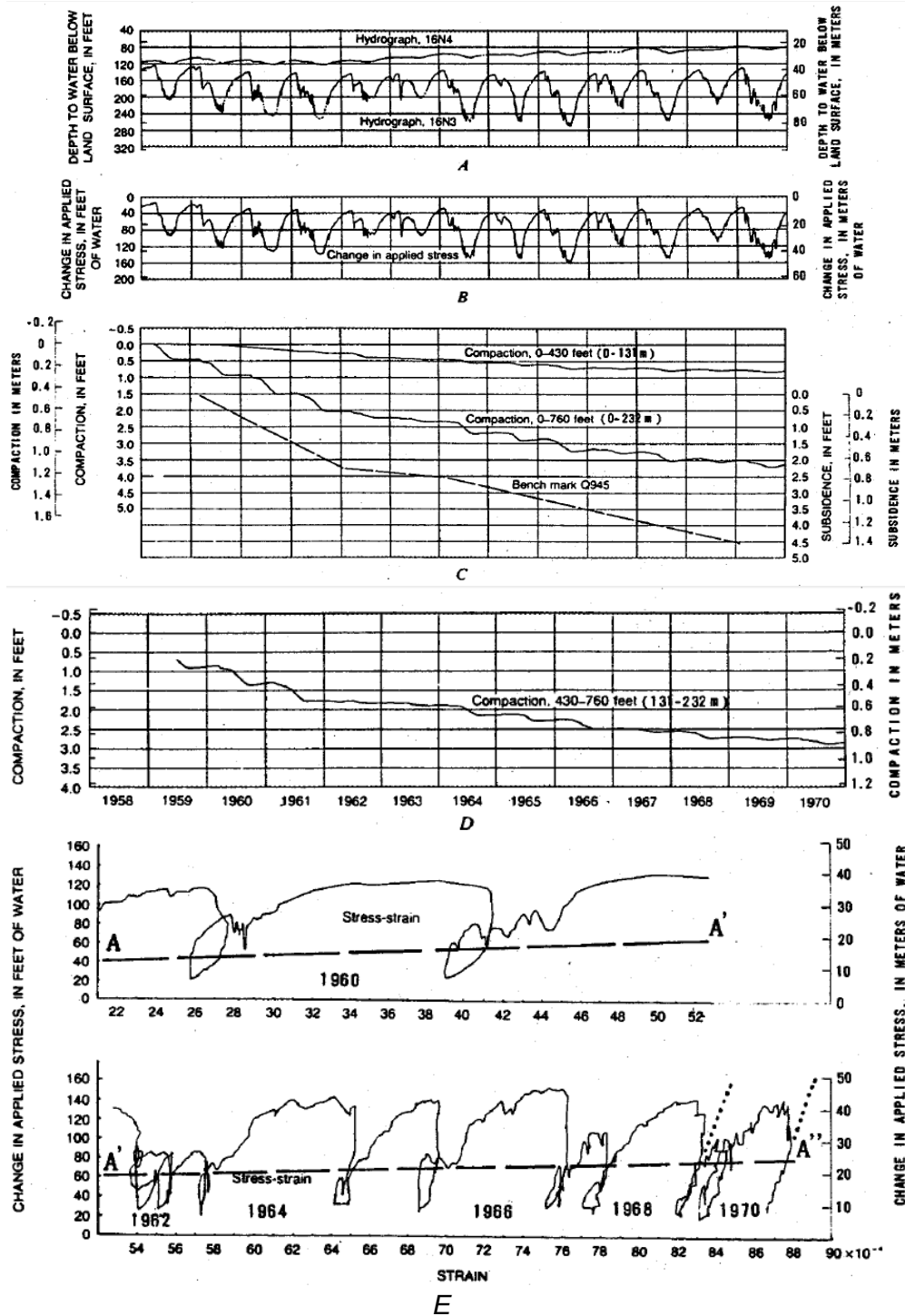


Figura 7. Hidrógrafas, cambio en los esfuerzos aplicados, compactación, subsidencia y relación esfuerzos-deformación. Ref [14].

Para incrementos en esfuerzos efectivos en el rango de carga que excedan la presión de preconsolidación, la compactación “virgen” de acuitardos es principalmente inelástica, esto es, no recuperable aún si decrece el esfuerzo. Sin embargo, esta compactación virgen incluye un componente elástico recuperable que es pequeña comparada con el componente no recuperable. La compactación virgen es aproximadamente proporcional al logaritmo del esfuerzo efectivo.

La compactación de acuíferos, en contraste a los acuitardos, es principalmente elástica (recuperable) pero puede incluir un componente inelástico. En arenas angulares y mal gradadas y especialmente en arenas micáceas, el componente inelástico puede dominar la deformación.

Una gráfica semilogarítmica de la relación de vacíos contra el logaritmo del esfuerzo efectivo se muestra en la Figura 8, ilustrando el método gráfico de calcular la compresibilidad. El coeficiente de compresibilidad volumétrica, m_v en terminología de mecánica de suelos (Terzaghi y Peck, 1967)

$$m_v = \frac{e_0 - e_1}{(1 + e_0) \cdot \Delta \sigma'}$$

Ecuación 9

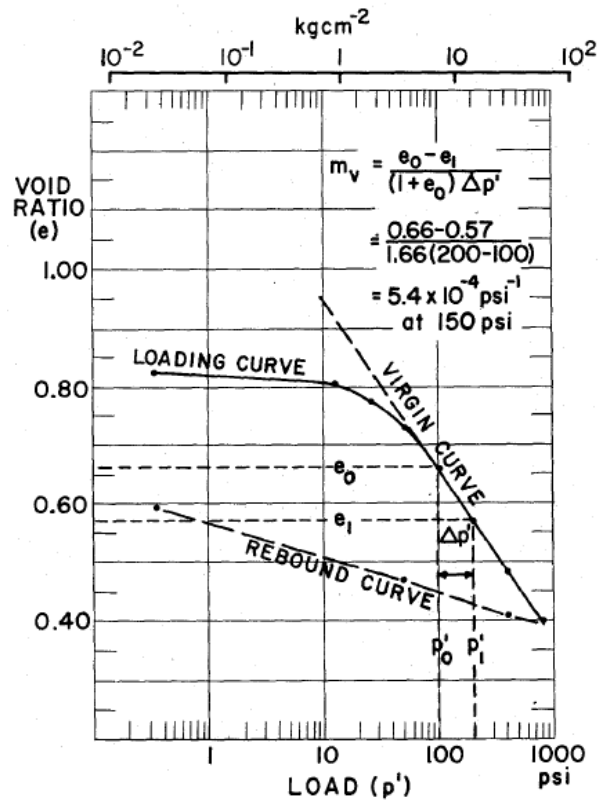


Figura 8. Curva típica de consolidación. Ref [14].

Este modulo representa la compresión de la arcilla, por unidad de espesor inicial, para un incremento unitario en el esfuerzo efectivo. Utilizando la curva de compresión virgen, la cual es una línea recta en una gráfica semilogarítmica, se puede ver que para un cambio en el esfuerzo efectivo entre 100 y 200 psi, la relación de vacíos, e , decrece de 0,66 a 0,57. El decremento en la longitud de la muestra, $e_0 - e_1$, dividido por el volumen inicial, $1+e_0$, y por el cambio en esfuerzo para los valores dados, proporciona una aproximación de la compresibilidad en el punto medio del incremento de esfuerzos. La compresibilidad decrece marcadamente con el incremento de esfuerzo efectivo.

La Figura 9 es una gráfica logarítmica que muestra el rango principal en compresibilidad de muestras para cuatro perforaciones realizadas en depósitos aluviales y lacustres en el suroeste de los Estados Unidos, así como la compresibilidad de arcillas puras determinadas por Chilingar y Knight (1960).

Las cuatro perforaciones se localizan desde California hasta Texas, la locación donde se realizaron y la profundidad se presentan en la tabla Tabla 2

Tabla 2. Descripción de las perforaciones empleadas en el estudio de compresibilidad

Perforación	Locación	Profundidad (m)
A	Valle de Santa Clara, California, en San José	305
B	Valle de San Joaquín, California, en Oeste del Condado de Fresno	610
C	Condado Pinal, Arizona, cerca a Eloy	592
D	Condado Harris, Texas, en Lake Clear	294

La gráfica resume el rango de compresibilidad para 30 muestras recuperadas en las cuatro perforaciones, para esfuerzos efectivos entre 8 y 100 kg/cm². Si se consideran estas muestras bajo un esfuerzo efectivo común de 70 kg/cm², (línea vertical a trazos), el rango de compresibilidad para las 30 muestras se encuentra entre 9×10^{-4} a 2.3×10^{-3} , un rango que comprende un factor cercano a tres entre el mayor y menor valor de modulo de compresibilidad.

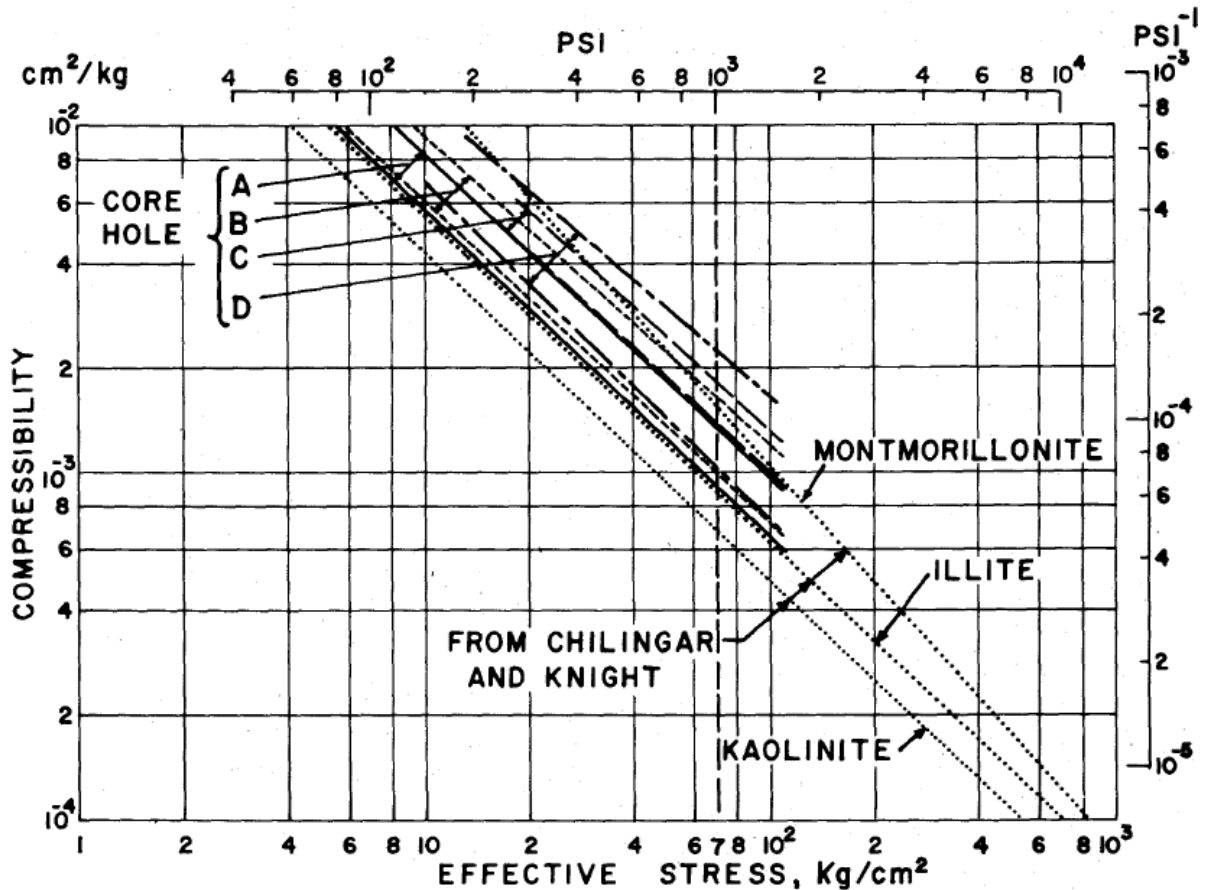


Figura 9. Gráfica de compresibilidad para muestras de suelo fino granular provenientes de cuatro perforaciones realizadas en el suroeste de los Estados Unidos y para arcillas puras ensayadas por Chilingar y Knight (1960). Ref [14]

Estudios experimentales de compactación realizados por Chilingar y Knight (1960), sobre arcillas caolinita, ilíta y montmorillonita a esfuerzos entre 3 y 14000 kg/cm² (0,3 a 140MPa) permitieron comparar los módulos de compresibilidad de las muestras recuperadas en las perforaciones con los módulos de las arcillas puras. Las muestras estándar de arcilla ensayadas fueron descritas por Chilingar y Knight (1960) de la siguiente forma:

- Montmorillonita No. 25, Wyoming
- Ilíta No. 35, Illinois
- Caolinita No. 4, Georgia

Los resultados de sus ensayos, los cuales expresaron en contenido de humedad en porcentaje (peso seco) contra logaritmo de la presión, han sido convertidos a compresibilidad contra esfuerzos efectivos y se muestran en la Figura 9 con líneas punteadas. La arcilla caolinita tiene la menor compresibilidad, la arcilla ilíta tiene compresibilidad media y la arcilla montmorillonita tiene la compresibilidad más alta.

La compresibilidad de las 30 muestras provenientes de las perforaciones es mayor que la compresibilidad de la ilíta en el rango de esfuerzos del ensayo. La compresibilidad de las muestras provenientes de las perforaciones A y B (California Central) se encuentra entre las curvas de compresibilidad de la acilla ilíta y montmorillonita. Análisis de difracción de rayos X realizados a las muestras provenientes de las cuatro perforaciones indican que el mineral arcilloso predominante es montmorillonita, variando entre el 60% y el 80%.

Ensayos de compresibilidad realizados a muestras de sedimentos finos recuperadas a 950m de profundidad de perforaciones realizadas en Venecia, Italia, en 1971. Valores de m_v contra profundidad para más de 50 muestras en Venecia se graficaron y se muestran en la Figura 10. La compresibilidad fue calculada a la presión in situ actual tanto para carga como para descarga. Ricceri y Butterfield (1974) hicieron un análisis detallado de los datos de compresibilidad de esta perforación profunda. Si el módulo de compresibilidad obtenido para las muestras entre 120 y 220m de profundidad, calculado de las curvas de carga, es graficado en la Figura 9, la mayoría de los puntos caen muy cerca o a la derecha de la curva correspondiente a los módulos de compresibilidad de la ilíta. La compresibilidad promedio es $3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$ para esfuerzos efectivos en el rango de 12 a 22 Kg/cm^2 (120 a 220m de profundidad). Los módulos de compresibilidad más altos caen dentro del rango de compresibilidad para las muestras de la perforación A, localizada en el Valle de Santa Clara, California.

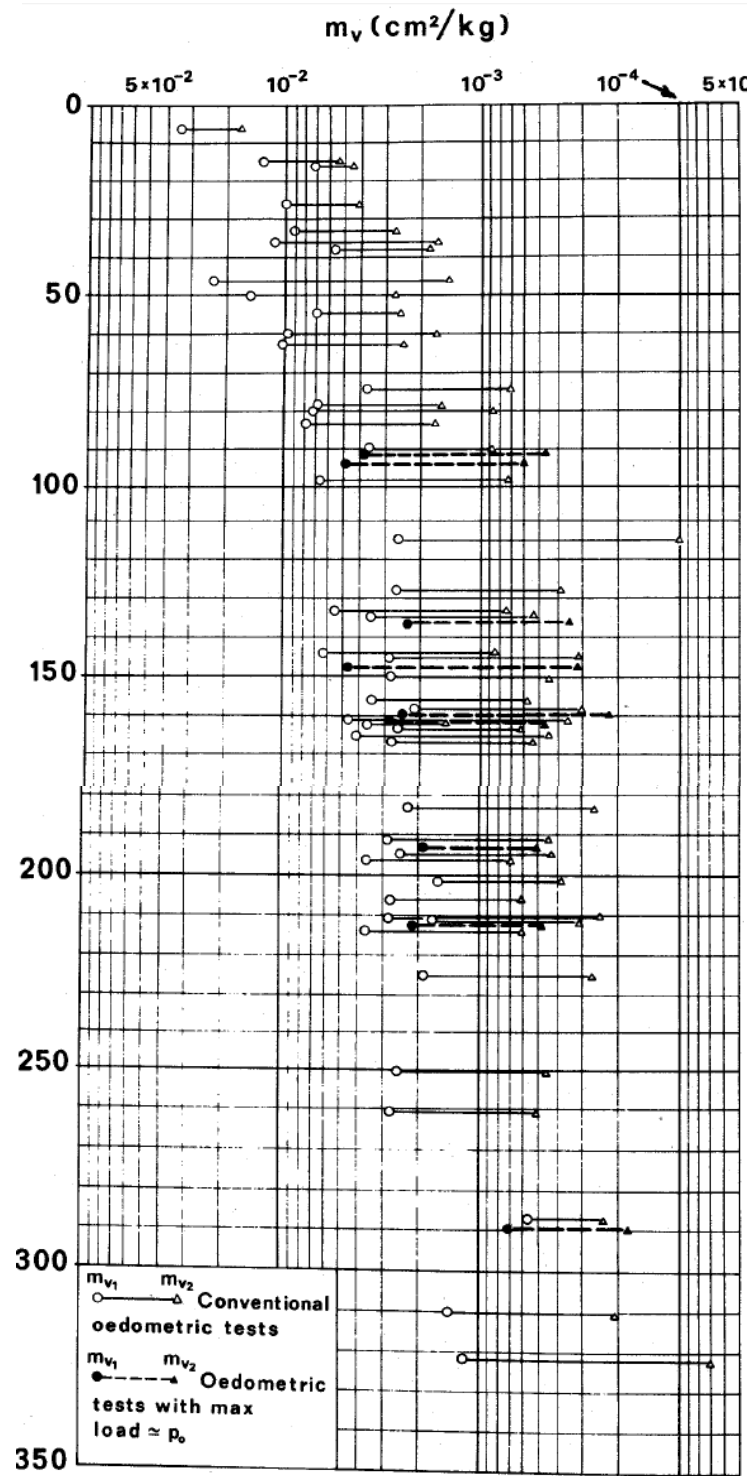


Figura 10. Coeficiente de compresibilidad m_v (cm^2/kg) contra profundidad (m). Ref [14]

3.6 MODELOS DE PREDICCIÓN DE SUBSIDENCIA

Es muy importante predecir la cantidad de subsidencia y estimar la tasa de subsidencia para un futuro cercano. Existen varios métodos para predecir estas variables, algunos de estos métodos son simples y otros complejos; es preferible el empleo de varios métodos para poder comparar sus resultados y sacar conclusiones.

Tanto datos precisos como datos aproximados son requeridos para obtener resultados realistas, aunque éstos dependen del propósito, tiempo de simulación y costo. Los métodos usados pueden ser clasificados en tres categorías: 1) métodos empíricos, 2) métodos semiteóricos y 3) métodos teóricos.

3.6.1 Métodos empíricos

Estos métodos utilizan la extrapolación de datos disponibles para derivar la tendencia futura, son modelos de series de tiempo. La subsidencia y el descenso en el nivel piezométrico son datos disponibles para graficar contra el tiempo. En este tipo de método, la cantidad de subsidencia es considerada función del tiempo, sin que interese la causalidad del asentamiento.

El ajuste de datos se puede realizar por medio de una función cuadrática del tipo $s=at^2+bt+c$, como se muestra en la Figura 11, o siguiendo una tendencia logarítmica del tipo, $s=at^2$ que se muestra en la Figura 12 o exponencial $s=ae^{bt}$ de la Figura 13.

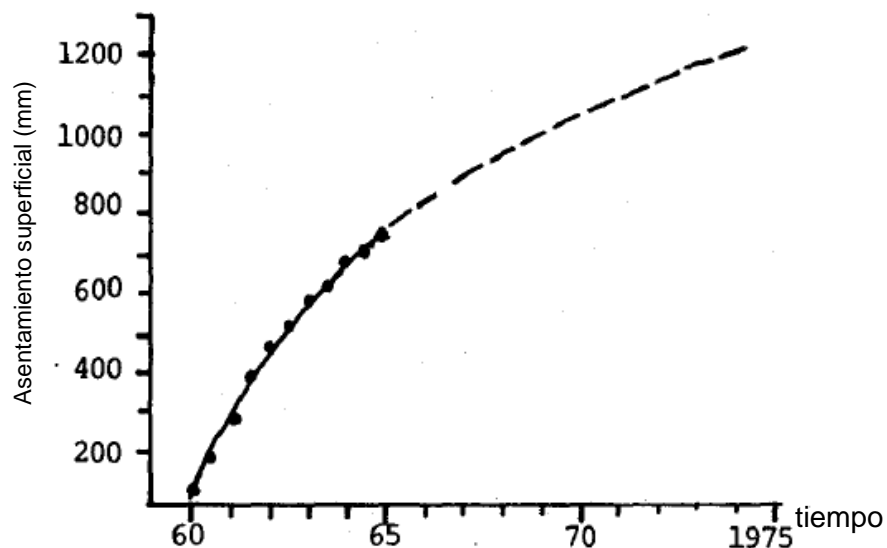


Figura 11. Ajuste a una curva cuadrática (punto de referencia No. 2179, Niigata). Ref [14]

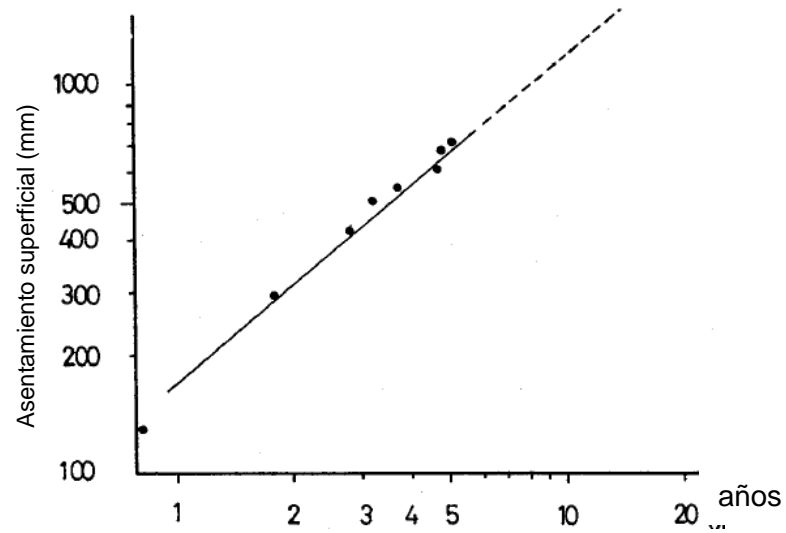


Figura 12. Relación de tipo logarítmico entre la subsidencia y el tiempo. Ref [14]

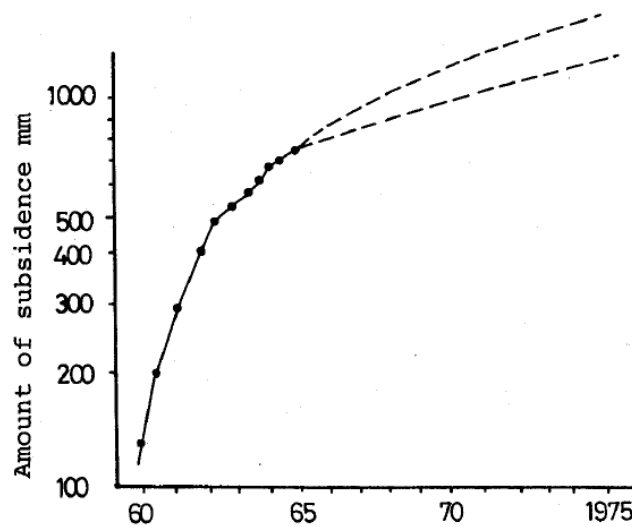


Figura 13. Ajuste a una curva exponencial (punto de referencia No. 2179, Niigata). Ref [14]

Relaciones entre la subsidencia y la disminución del nivel de agua (Figura 14) o la subsidencia y la disminución de cabeza hidráulica (Figura 15) también son comunes.

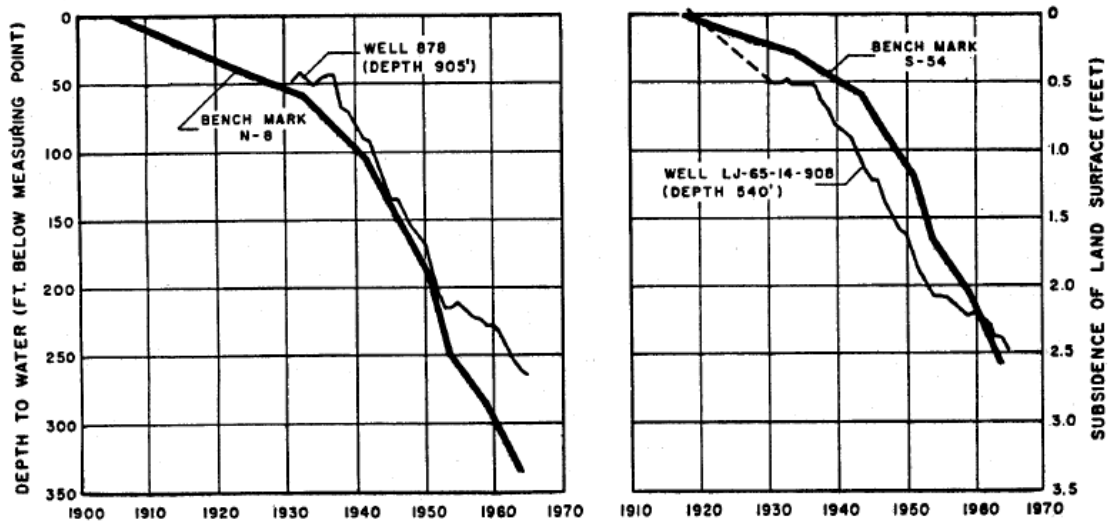


Figura 14. Relación entre la subsidencia y la disminución del nivel de agua, en el área de Houston, Texas (Gabrysh, 1969). Ref [14]

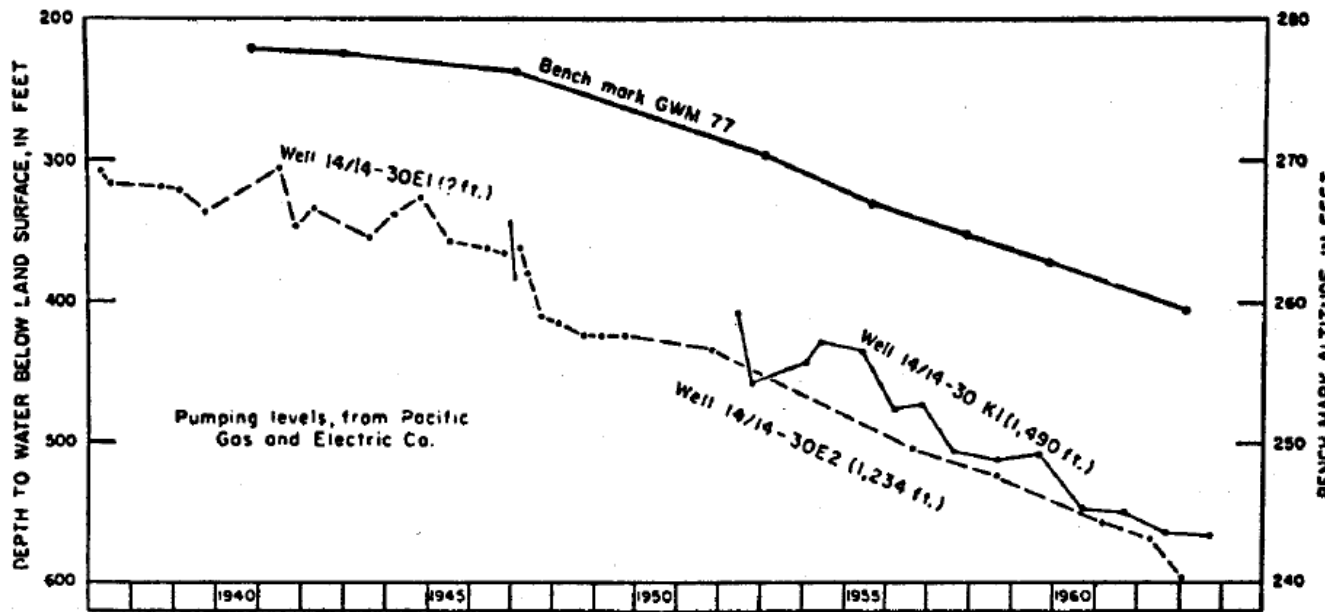


Figura 15. Correlación entre la subsidencia y el cambio en la cabeza artesiana en el oeste del Condado de Fresno, California (Lofgren, 1969). Ref [14]

3.6.2 Métodos semi-teóricos

Estos métodos utilizan la relación entre la subsidencia y el fenómeno que la produce. Aunque la relación no es estrictamente teórica, sino más bien aparente, aún puede ser usada para estimar la tendencia.

Modelo de Wadachi, 1939. Wadachi (1940) señaló que la tasa de subsidencia, no la cantidad de asentamiento, es proporcional al cambio en el nivel de agua y propuso la siguiente ecuación.

$$\frac{dH}{dt} = k(p_o - p)$$

Ecuación 10

Donde

$\frac{dH}{dt}$ es la tasa de subsidencia, p_o es el nivel de agua de referencia, p el nivel de agua y k es una constante.

Lo anterior sugiere que existe un nivel de agua de referencia, lo cual quiere decir que si el nivel de agua p se recupera hasta el nivel de agua p_o no ocurre asentamiento. Pero de acuerdo con estudios realizados por Yamagushi (1969) no hay tal nivel de referencia. En lugar de la ecuación de Wadachi, Yamagushi propone la siguiente ecuación

$$\frac{ds}{dt} = k \cdot s_c \left\{ (p_o - p)t - \frac{dp}{dt} \right\} e^{\{-k(p_o - p)t\}}$$

Ecuación 11

Donde

$\frac{ds}{dt}$ es la tasa de subsidencia, s_c es la cantidad final de asentamiento, t es el tiempo, las demás variables representan los mismo que en la ecuación anterior.

Resolviendo estas ecuaciones, se gráfica en el eje de las abscisas la cantidad $(p_o - p)$ contra $\log \left\{ \frac{ds}{dt} / \left((p_o - p)t - \frac{dp}{dt} \right) \right\}$ para obtener s_c .

Relación del volumen de subsidencia con el líquido extraído. De acuerdo con Yamamoto, la relación entre la producción de líquido y la subsidencia en el campo de gas en Niigata ha sido expresada por la siguiente ecuación, con buenos resultados:

$$s = aQ - b, \text{ o } s = a\sqrt{Q} + b$$

Ecuación 12

Donde

s es la subsidencia, Q es la cantidad de producción de líquido, a y b son constante.

Castle, Yerkes y Riley (1969) declararon que la comparación directa entre varias mediciones de producción de líquido y la subsidencia en seis campos de petróleo muestra una cercana relación. Sin embargo la correlación entre la disminución de la presión en el reservorio y la subsidencia no fue buena, la explicación que dieron fue

“el avance en la teoría general de la explicación de la compactación de reservorios y la resultante subsidencia de campos de petróleo (Gilluly y Gran, 1949) es, en términos generales, más que un desafío. Así, el principio de Terzaghi, el cual relaciona el incremento de esfuerzo efectivo directamente al descenso de presión de poros, probablemente es válido aplicado a sistemas de múltiples fases fluidas. Sin embargo en aparente oposición a esta generalización, la disminución de presión del reservorio dentro de una zona específica fue desproporcinadamente alta respecto a la subsidencia ocurrida durante los primeros años de producción; cualquiera que sea la relación entre la disminución de presión medida en el reservorio y la compactación, estas dos cantidades no son directamente proporcionales.

La explicación más probable para la pobre correlación entre la subsidencia y la disminución de presión en el reservorio es que la ésta última fue medida en pozos de producción individual y generalmente no es representativa de la disminución promedio o sistémica sobre la totalidad del campo. Miller y Somerton (1955) observaron que la reducción de presión promedio en el reservorio es virtualmente imposible de determinar dentro del grado de precisión satisfactorio. Esta deducción, acoplada con lo observado en la linealidad entre la producción de líquido y la subsidencia, sugieren que la producción de líquido puede constituir un mejor indicador de la presión promedio en el reservorio que lo obtenido directamente por medición en un pozo.

La Figura 16 muestra la relación entre el hundimiento del terreno en mm/año y la descarga anual en millones de metros cúbicos al año en Shiroishi, Japón. La Figura 17 muestra la relación esfuerzo-deformación obtenida al graficar la descarga en miles de metros cúbicos al año contra la subsidencia del terreno en mm por mes en Osaka, Japón, para el periodo 1954-1958. La Figura 18 muestra la relación entre el volumen acumulado de hundimiento y el volumen acumulado de agua subterránea bombeada en el área de los Banos, California, desde 1926 hasta 1968. El volumen de subsidencia para este caso igual a un tercio del volumen de bombeo a lo largo de un periodo de 42 años.

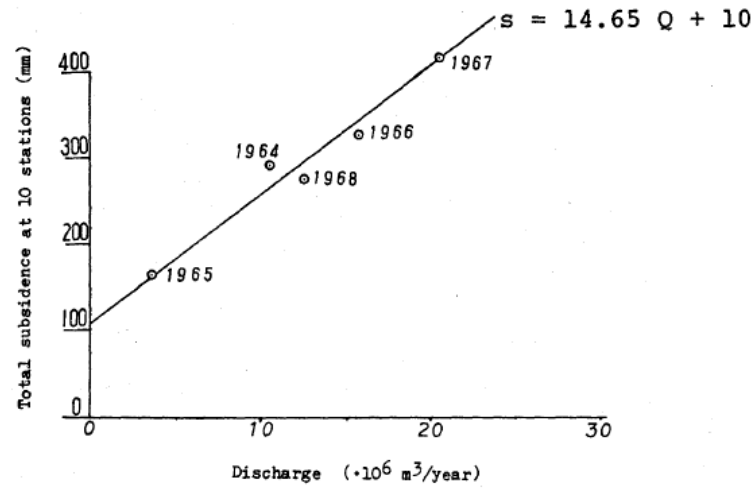


Figura 16. Relación entre el hundimiento anual del terreno y la correspondiente descarga (Kumai, 1969)

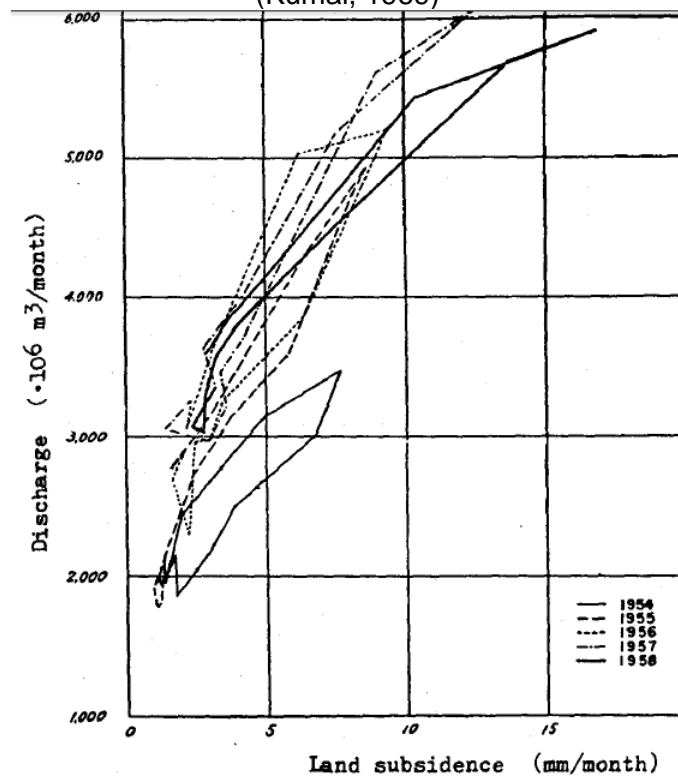


Figura 17. Correlación entre el hundimiento y la descarga de agua subterránea (Comité Editorial de subsidencia del terreno en Osaka, 1969)

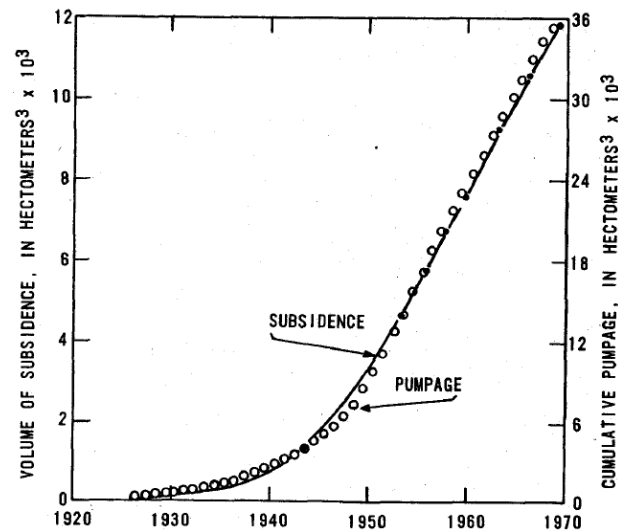


Figura 18. Volumen acumulado de subsidencia y bombeo, Los Banos-Kettleman City, California. Los puntos en la curva de subsidencia indican los tiempos de control de nivelación (Poland, 1975)

Relación de hundimiento del terreno con el descenso en la cabeza hidráulica. Es la relación entre la subsidencia del terreno y el descenso de cabeza en lechos grueso granulares permeables de los sistemas de acuíferos, para un intervalo de tiempo común. Esto representa el cambio en el espesor por unidad de cambio en el esfuerzo efectivo ($\Delta b/\Delta \sigma'$). Esta relación es útil para predecir el límite inferior para la magnitud de subsidencia en respuesta a un incremento a lo largo de la curva de esfuerzo virgen. Si la presión de poros en el acuitardo compactado alcanza el equilibrio con la presión en los acuíferos adyacentes, entonces la compactación se detendrá y la relación subsidencia/descenso de cabeza hidráulica será una medida verdadera de la compresibilidad virgen del sistema. Hasta que no se alcance el equilibrio de la presión de poros, la relación entre subsidencia y descenso de cabeza es variable.

Las relaciones subsidencia/descenso de cabeza piezométrica pueden derivarse para un punto si el cambio en el nivel de agua para el sistema compactado y el estudio periódico de las elevación de un nivel de referencia están disponibles para un periodo común, por ejemplo, la Figura 14 muestra los registros de subsidencia y el descenso de cabeza para un par de puntos de referencia cercanos a pozos en Houston, Texas. En la gráfica de la izquierda se muestra el descenso de cabeza, en la gráfica de la derecha se muestra el hundimiento medido, se observa que las curvas graficadas coinciden bastante bien, con una relación de escala 1/100 entre las mediciones de subsidencia y las mediciones de descenso de cabeza.

La Figura 14 es otro ejemplo de la cercana relación que existe entre la subsidencia y el descenso de cabeza hidráulica. El intenso bombeo de agua subterránea por más de dos décadas causó un descenso en la cabeza artesiana en cerca de 90m (300pies), produciendo el hundimiento del terreno en cerca de 5.5m (18pies). La relación subsidencia/descenso de cabeza fue en este caso de 1/16 (Lofgren, 1969).

3.6.3 Métodos teóricos

El hundimiento regional o subsidencia originada por la extracción de agua subterránea es un fenómeno que puede ser percibido de manera intuitiva pero muy difícil de explicar cuantitativamente, debido a la complejidad de los materiales involucrados.

Básicamente, la extracción de agua del terreno reduce la presión de agua intersticial (presión neutra) lo cual, de acuerdo con el bien conocido principio de esfuerzos efectivos de Terzaghi, significa una transferencia de carga al esqueleto del suelo (esfuerzo efectivo) con la subsecuente reducción de volumen (hundimiento de la superficie del terreno).

Desde un punto de vista cualitativo el fenómeno de subsidencia aparentemente es claro. Sin embargo, al tratar de explicar el fenómeno tanto cualitativamente como cuantitativamente, una serie de problemas surgen principalmente por las complejas propiedades mecánicas de los suelos.

Los suelos son sistemas multifase complejos constituidos por sólidos, líquidos, gases y otras sustancias como materia orgánica, iones, etc., los cuales forman, desde el punto de vista mecánico, un sistema altamente hiperestático cuyas propiedades deben ser deducidas, en el mejor de los casos, con técnicas estadísticas y ensayos representativos.

Como resultado, los suelos incorporan en sus propiedades mecánicas todos los aspectos de comportamiento de sus componentes, es decir la elasticidad y plasticidad de los sólidos; viscosidad de los líquidos, compresibilidad de los gases, decaimiento de las propiedades de la materia orgánica; atracción y repulsión de las cargas iónicas, etc.

Este tipo de materiales tiene propiedades elásticas no lineales, plásticas y viscosas cuyos parámetros mecánicos son anisotrópicos y dependientes del tiempo, los esfuerzos y la historia de carga.

Tales materiales son difíciles de incorporar y manejar en cualquier clase de modelo teórico de subsidencia y esto explica porque los diferentes métodos descritos en la literatura científica para este propósito, recurre a muchas simplificaciones e idealizaciones con el fin de obtener algún modelo que permita realizar una interpretación correcta de eventos del pasado, predicción de algunos eventos y la toma de decisiones acerca de estos eventos. Los interrogantes son: ¿qué tan simplificado debe ser el modelo?, ¿cómo idealizar los suelos?

Desafortunadamente, no hay una regla general, debido a las características de cada caso particular y que hacen que condiciones dominantes en algunos modelos no tengan un papel importante en otros, de esta forma el criterio y experiencia constituyen las herramienta valiosa para sacar los mejores resultados en el proceso de modelación. Como información general, las simplificaciones más comunes respecto a las propiedades de los suelos son

- No hay presencia de materia orgánica
- Suelo saturado, entonces el sistema es bifásico con agua y suelo únicamente
- Propiedades no viscosas
- Propiedades no plásticas
- Fase líquida obedece el comportamiento Newtoniano de fluidos
- Medio isotrópico
- Propiedades de la estructura del suelo lineal-elásticas
- Parámetros constantes o, por lo menos, un conjunto de parámetros para compresión virgen y otro para expansión y recompresión.

Adicionalmente, otras simplificaciones respecto al sistema de acuíferos y acuitardos puede incluirse, tales como

- Estratificación horizontal
- Flujo horizontal en los acuíferos y vertical en los acuitardos
- Subsistencia debida principalmente a la consolidación de acuitardos, deformación de los acuíferos despreciable.
- No hay superficie libre de flujo en los acuíferos.

Como es de esperar, ante un gran número de simplificaciones hechas, la naturaleza de los resultados del modelo será más restringida y por tanto su aplicabilidad será más específica.

Sin embargo, se debe recordar que, en la práctica, las simplificaciones deben considerarse de acuerdo a la naturaleza y volumen de información disponible y que la mejor forma de modelar un caso dado puede ser comenzando con un simple modelo inicial y avanzar hacia modelos más complejos justificados por la existencia de datos, el grado de precisión de los resultados y el tiempo en que estos se produzcan.

Relación entre la compresibilidad y el potencial total de subsidencia. El ensayo de laboratorio tradicionalmente empleado para obtener relaciones de compresibilidad de los suelos es el ensayo de consolidación desarrollado por Karl Terzaghi.

En este ensayo, los suelos exhiben una relación más o menos lineal entre la relación de vacíos, e , y el logaritmo del esfuerzo efectivo $\log \sigma'/\sigma_o'$ de la forma

$$e = e_o - C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma_o'}$$

Ecuación 13

Donde C_c es el índice de compresión, e_o y σ_o' son los valores de relación de vacíos y esfuerzo efectivo de referencia iniciales. Esta relación es válida para incrementos de esfuerzos mayores que el máximo esfuerzo efectivo que el suelo haya soportado en el pasado. Para esfuerzos efectivos inferiores a la presión de preconsolidación la relación es

de la misma forma, pero con un índice de recompresión, menor al índice de compresión, lo cual significa que parte de la deformación total que experimenta el suelo es recuperable y también que los parámetros de compresibilidad dependen de la historia de esfuerzos.

En mecánica de suelos, es común definir el coeficiente de compresibilidad volumétrica, m_v , como

$$m_v = \frac{\frac{de}{d\sigma'}}{1 + e_o} = \frac{a_v}{1 + e_o}$$

Ecuación 14

Donde a_v es sinónimo del coeficiente de compresibilidad, tal que dentro de pequeños incrementos de esfuerzo, el asentamiento total de la columna de suelo de espesor H_o , puede ser calculado como

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta \sigma' \cdot H_o$$

Ecuación 15

Como se puede notar en la Ecuación 14, m_v , depende de los esfuerzos efectivos y por tanto su valor debe ser calculado para los valores apropiados de relación de vacíos e incremento de esfuerzo efectivo. De lo contrario, la Ecuación 15 puede conducir a serios errores.

La Ecuación 15 puede ser aplicada directamente cada vez que la secuencia de espesores de estrato es conocida, así como la correspondiente reducción en el esfuerzo neutro debido a la extracción de agua y sus coeficientes de compresibilidad estimados. La subsidencia total en este caso debe ser aproximadamente

$$\overline{\Delta H} \approx \sum_{i=1}^i m_{vi} \cdot \Delta \sigma'_i \cdot H_i$$

Ecuación 16

Cuando todo el estrato involucrado permanece saturado y el acortamiento relativo total de la columna es pequeño, los cálculos anteriores pueden ser aceptados como suficientemente buenos para propósitos prácticos. En otros casos, solo deben tomarse valores aproximados y cálculos subsecuentes deben realizarse utilizando estos valores para estimar las cargas totales inicial y final en cada nivel, los esfuerzos efectivos iniciales y finales y aplicar de nuevo la Ecuación 16 en un proceso iterativo, hasta que los resultados finales tengan en cuenta apropiadamente ambos efectos.

Ecuaciones diferenciales de flujo de agua subterránea en un sistema acuífero-acuitado. El flujo laminar estable de agua intersticial dentro de cualquier porción de suelo saturado obedece dos leyes básicas, la Ley de conservación de la masa

$$\text{div}(\rho \vec{v}) = 0$$

Ecuación 17

Donde div representa el operador divergencia, ρ es la densidad del agua y v es el vector velocidad del flujo.

Y la Ley de Darcy

$$\vec{v} = -k \cdot grad(h)$$

Ecuación 18

Donde k es la conductividad hidráulica del suelo y h es la cabeza hidráulica.

Combinando estas leyes en una ecuación y despreciando la variabilidad de la densidad del agua y de la conductividad hidráulica, se tiene

$$\nabla^2 h = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Ecuación 19

La Ecuación 19 es la ecuación de Laplace, por tanto, h debe ser una variable armónica satisfaciendo las condiciones de frontera existentes.

De la Ecuación 19 se interpreta que la masa de agua dentro de cualquier porción de suelos saturado permanece constante. Cuando el flujo es transiente, esto deja de ser cierto y alguna cantidad de agua es almacenada o extraída del volumen elemental específico de suelo y la ecuación de Laplace debe ser modificada, resultando en

$$k \nabla^2 h = S_s \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$$

Ecuación 20

Donde S_s es el almacenamiento específico y una relación lineal de compresibilidad es asumida tanto para el agua como para la estructura del suelo.

En un acuífero horizontal homogéneo de espesor constante b con flujo horizontal, la Ecuación 20 se reduce a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{v} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Ecuación 21

Donde $S=bS_s$; $T=bK$; y $v=T/S$, son los coeficientes de almacenamiento, transmisividad y difusividad hidráulica respectivamente. En un acuitardo compresible con flujo vertical, la Ecuación 20 se reduce a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{v} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Ecuación 22

Esta ecuación también puede escribirse en términos de s (reducción) en lugar de h (cabeza hidráulica).

La Ecuación 21 es la clásica ecuación diferencial del acuífero derivada por Theis (Theis, 1935) y la Ecuación 22 es la ecuación clásica de consolidación derivada por Terzaghi (Terzaghi, 1923). Ambas ecuaciones deben resolverse sujetas a sus propias condiciones de frontera e iniciales.

En un sistema con acuíferos y acuitardos, el problema matemático a resolver se compone de una ecuación de tipo Ecuación 21 para cada acuífero incluyendo algunos términos adicionales para tener en cuenta los inlfujos o exlfujos verticales, si los hay, y una ecuación del tipo Ecuación 22 para cada uno de los acuitardos, más las condiciones iniciales, condiciones de frontera y condiciones adicionales estableciendo la igualdad de la cabeza hidráulica en cualquier plano de contacto entre cualquier de los acuíferos y acuitardos existentes. Esto se conoce como modelo de análisis cuasi-tridimensional. El resultado final es un sistema acoplado complejo el cual puede resolverse con la ayuda de métodos numéricos (diferencias finitas o elementos finitos). La suposición de flujo vertical en los acuitardos y flujo horizontal en los acuíferos solamente es justificable cuando la permeabilidad de los acuíferos es mucho más alta que en los acuitardos. De otra forma, es necesario resolver un modelo verdaderamente tridimensional, donde todas las derivadas parciales de segundo orden se mantienen para todos los estratos.

La solución del sistema acoplado implica avanzar numéricamente y simultáneamente la solución para todos los estratos involucrados a través de cada incremento de tiempo, esto generalmente representa un gran número de cálculos los cuales demandan una alta capacidad computacional. Modelos de esta clase han sido desarrollados y publicados (Carrillo, 1950; Gambolati, 1972).

Una solución alternativa interesante, para modelos cuasi-tridimensionales, es aplicada al caso de Ciudad de México (Figueroa V, 1973), dejando de lado el sistema acoplado para reducir la complejidad del problema por medio de ecuaciones integrodiferenciales.

Desacople del sistema y solución del problema no acoplado. Para un sistema compuesto por un acuífero limitado en su parte superior e inferior por acuitardos consolidados, varias formulaciones matemáticas están compuestas, en términos de descensos, como se explicó antes, por una ecuación de tipo Ecuación 21, incluyendo en su lado derecho dos términos de la forma $\pm \frac{K_i}{T} \frac{\partial}{\partial z} s_i(x, y, 0, t)$ para tener en cuenta el flujo vertical dentro del acuífero principal, a través de las fronteras comunes acuífero-acuitardo, más dos ecuaciones del tipo Ecuación 22 también en términos de descensos, más las correspondientes condiciones iniciales y de frontera.

Para todos los casos que resultan de este sistema se ha demostrado (Herrera y Figueroa, 1969) que el problema es equivalente a

$$\frac{\partial^2 s}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 s}{\partial y^2} + \int_0^t \frac{\partial}{\partial t} s(x, y, \beta) G(t - \beta) d\beta = \frac{1}{v} \frac{\partial s}{\partial t}$$

Ecuación 23

Donde el término en la integral incluye el influjo vertical al acuífero, y

$$G(t) = \frac{K_1}{T} \frac{\partial}{\partial z} A_1(0, t) - \frac{K_2}{T} \frac{\partial}{\partial z} A_2(0, t)$$

Ecuación 24

En la cual $G(t)$ en el contacto acuífero-acuitardo y A_1 y A_2 las soluciones básicas de la teoría de consolidación clásica correspondientes a las condiciones de frontera particulares de cada caso. Adicionalmente, en general

$$G(t) = -C - F(t)$$

Ecuación 25

Donde C es una constante que depende de los parámetros del sistema los cuales incorpora influjos verticales viniendo de las fronteras exteriores del sistema en el caso de condiciones de frontera de cabeza constante, y la función $F(t)$ incorpora influjos liberados por consolidación de los acuitardos.

El término de la integral puede ser aproximado por

$$\int_0^t \frac{\partial}{\partial t} s(x, y, \beta) \cdot F(t - \beta) d\beta = I \frac{\partial}{\partial t} s(x, y, \beta)$$

Ecuación 26

Cuando $\frac{\partial s}{\partial \beta}$ tiene una variación lenta, siendo I una constante

$$I = \int_0^\infty F(\beta) d\beta$$

Ecuación 27

Bajo estas condiciones, el problema se reduce a

$$\frac{\partial^2 S_c}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 S_c}{\partial y^2} = \frac{1}{v_c} \frac{\partial S_c}{\partial t}$$

Ecuación 28

Donde

$$S_c = se^{c v_c t}$$

Ecuación 29

$$v_c = \frac{v}{1 + I_v}$$

Ecuación 30

Este es el principio de correspondencia (Herrera y Figueroa, 1969). Esto significa que el sistema original acoplado es equivalente, bajo las condiciones mencionadas, para un sistema acuífero confinado equivalente.

Tanto la ecuación integrodiferencial como el principio de correspondencia han sido aplicados al caso de ciudad de México, con algunas consideraciones adicionales, dando resultados razonablemente buenos.

Modelos simplificados de subsidencia. En algunos casos puede ser más deseable estimar de manera rápida el probable orden de magnitud de la subsidencia contra el tiempo, debido al bombeo regional en algunos sitios seleccionados y esto se puede hacer a través de 1) estimar futuros descensos de cabeza piezométrica en el sitio y 2) estimar la subsidencia futura en el sitio.

La primera parte puede lograrse por la superposición de la ecuación de Theis o por la aplicación del Diagrama de Influencia (Figueroa Vega, 1971), ambos con la aplicación del antes descrito Principio de Correspondencia.

Cuando existen muchos pozos y su distribución es bastante uniforme con una tasa de bombeo promedio de “q” unidades de volumen por unidad de tiempo, es mucho más práctico aplicar el diagrama de influencia mencionado antes, el cual es un diagrama similar al desarrollado por Newmark (1942) para integrar los esfuerzos efectivos verticales debido a una sobrecarga distribuida.

3.7 Problemas de frontera libre. [6, 19]

El primer estudio sobre lo que hoy en matemática se denomina frontera libre, se le atribuye a G. Lamé y B. P. Clapeyron en el año 1831, quienes buscaron las soluciones explícitas para el proceso de solidificación de un globo líquido. En los años 1889-1891, J. Stefan estudió nuevamente este tipo de problemas en sus trabajos sobre el crecimiento del hielo en el agua a bajas temperaturas. Este problema es justamente conocido en matemática como el problema de Stefan y frecuentemente se utiliza para explicar el concepto de frontera libre. Supongamos, como se ve en la Figura 19, que tenemos en un recipiente una cierta cantidad de agua a una temperatura cercana a 0°C. El agua en su fase líquida está en el fondo, por debajo de una capa de hielo que flota en la superficie. El

espeso de la capa de hielo crecerá o disminuirá según cómo varíe en el tiempo la temperatura del medio exterior. En cada instante se puede observar una superficie bien definida que separa la región donde se encuentra la fase líquida de la sólida. Esta superficie es la frontera libre. Esta frontera, puede determinarse en principio conociendo cómo fluye el calor desde el recipiente al medio exterior. Pero en la formulación matemática de este tipo de problemas se encuentra que la frontera libre no es la única incógnita, sino que además, el problema consiste en determinar la temperatura que se asume en cada punto al interior que ocupa cada fase. Más aún, la distribución de temperatura y la frontera libre están interrelacionadas y deben, por lo general, ser obtenidas simultáneamente.

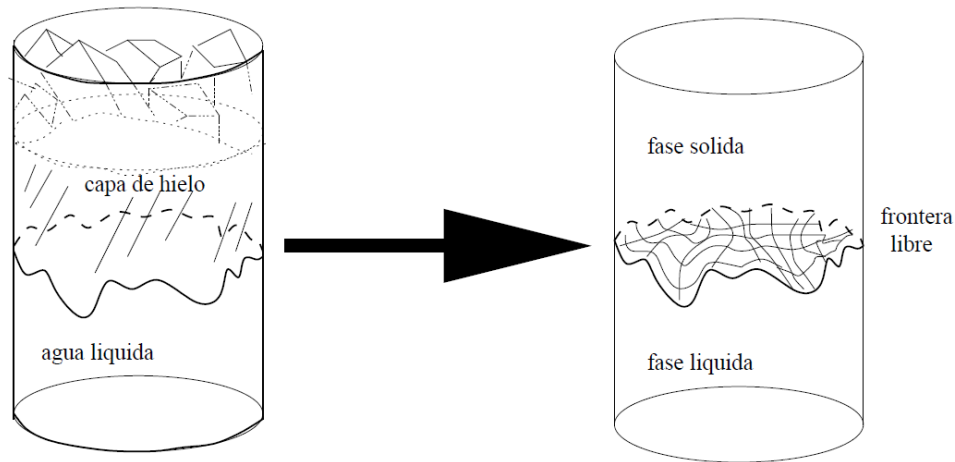


Figura 19 Problema de Stefan unidimensional ejemplificado por un recipiente con hielo.

Ref [6]

Para aclarar el mecanismo de transferencia de calor y desplazamiento de la frontera, se expone a continuación una versión unidimensional del problema de Stefan.

Inicialmente, o sea en el tiempo $t=0$, tenemos una columna de agua, representada por el intervalo $0 \leq z \leq +\infty$. El agua está a 0°C pero en estado líquido, a punto de congelarse. Además el agua se encuentra aislada térmicamente, excepto en el punto $z=0$, que está en contacto con el medio exterior a una temperatura $\theta < 0^\circ\text{C}$. Para un instante posterior $t > 0$ la situación es la siguiente: como la temperatura interior es mayor que la exterior existe un flujo de calor a través de $z=0$ hacia el medio exterior.

De esta forma, cerca de $z=0$, disminuye la temperatura del agua y se forma hielo en cierto intervalo $0 \leq z \leq s(t)$. Para $x > s(t)$ el agua aún se encuentra toda a 0°C y en estado líquido, como se muestra en la Figura 20:

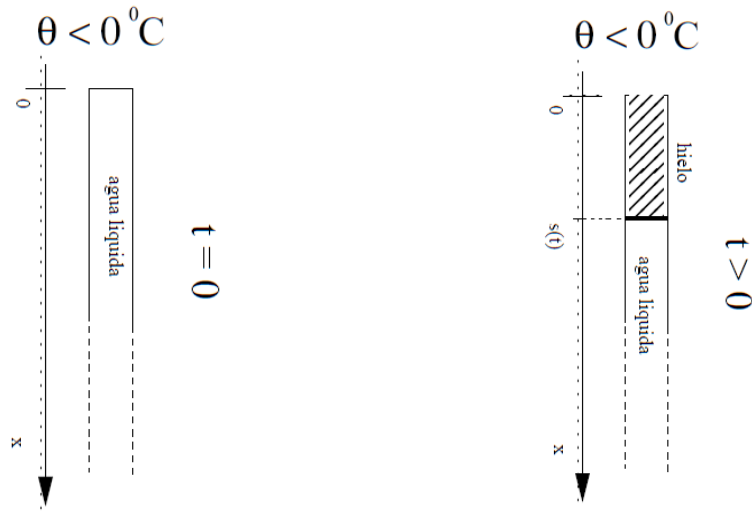


Figura 20 Problema de Stefan unidimensional. Ref [6]

El punto $s(t)$ es precisamente la frontera libre, depende del tiempo, separa las fases sólida y líquida, y es totalmente desconocida. La temperatura dentro del hielo es una función $u(z, t)$ que debe satisfacer:

$$\frac{\partial u(z, t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} \quad \text{para } 0 < z < s(t) \text{ y } t > 0$$

Ecuación 31

$$\frac{\partial u(s(t), t)}{\partial z} = \frac{ds(t)}{dt}$$

Ecuación 32

La Ecuación 31 es conocida como ecuación del calor o ecuación de difusión y establece que la energía térmica fluye a través del hielo, sin acumularse en ningún lugar en particular, es decir, la temperatura se difunde en el hielo y se espera que cuando $t \rightarrow \infty$ se uniformice, ocurriendo que $u(x, t) \rightarrow \theta$. La Ecuación 32 establece que el agua pasa de estado líquido a sólido, pero la cantidad total de agua se conserva, por eso se la conoce como la ley de conservación de la masa.

En cuanto a las condiciones de contorno, debe cumplirse que:

$$\begin{aligned} u(0, t) &= \theta, & t &\geq 0, \\ u(s(t), t) &= 0, & t &> 0. \end{aligned}$$

Ecuación 33

La Ecuación 33 asegura que la temperatura varíe continuamente desde el exterior a temperatura θ , hasta el agua líquida que podemos asumir, $(x, t) = 0$ para $x > s(t)$. Como para $t = 0$ no hay hielo, también $s(t)$ cumple que

$$s(0) = 0.$$

Ecuación 34

De este modo, el problema matemático consiste en determinar $u(x, t)$ y $s(t)$ que cumplan simultáneamente la Ecuación 31 a Ecuación 34. Así $u(x, t)$ satisface una ecuación con condiciones de contorno, pero dicho contorno no se conoce aún, por tal motivo $s(t)$ es llamada frontera libre, puesto que el dominio donde $u(x, t)$ cumple Ecuación 31 a Ecuación 33 cambia con el tiempo, no está fijo y es una incógnita más en el problema. La solución exacta a este problema es:

$$\begin{aligned} s(t) &= c\sqrt{t}, \quad t \geq 0, \\ u(x, t) &= \theta + ce^{c^2/4} \int_0^{x/2\sqrt{t}} e^{-y^2} dy \quad \text{para } 0 \leq x \leq s(t) \text{ y } t \geq 0, \end{aligned}$$

donde c satisface

$$ce^{c^2/4} \int_0^{c/2} e^{-y^2} dy = -\theta.$$

La denominación a este tipo de problemas como problema de Stefan comenzó aproximadamente por el año 1950, en homenaje a este científico, pero esto ocurrió por puro desconocimiento del pionero trabajo de Lamé y Clapeyron.

3.7.1 La ecuación del calor y la conservación de la masa.

Estas ecuaciones o generalizaciones de las mismas, suelen aparecer en muchos problemas de frontera libre. Ahora entenderemos cómo se formulan partiendo desde la Física.

Ecuación del calor.

La Figura 21 representa una barra unidimensional de un determinado material (podría ser el hielo del problema de Stefan). Si la temperatura u dentro de la barra varía de un punto a otro, se producirá un flujo de calor ϕ desde los lugares de mayor temperatura a los lugares de menor temperatura. El flujo $\phi(\mathbf{x}, \mathbf{t})$ se define como la cantidad de energía térmica que por unidad de área y por unidad de tiempo atraviesa la sección asociada al punto \mathbf{x} . El signo de ϕ se define positivo si la energía fluye hacia la derecha y viceversa.

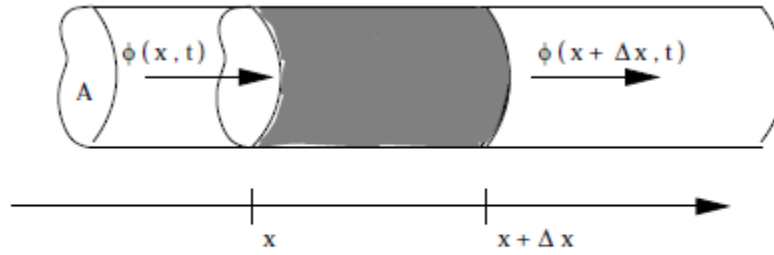


Figura 21 Problema de Stefan unidimensional

Denotando por $e(x, t)$ a la energía por unidad de volumen, la energía almacenada entre x y $x + \Delta x$ al instante t es:

$$\Delta E(t) = e(\tilde{x}, t)A\Delta x, \quad x < \tilde{x} < x + \Delta x.$$

Ecuación 35

Además, por el principio de conservación de la energía tenemos que:

$$\frac{d}{dt}\Delta E(t) = -A(\phi(x + \Delta x, t) - \phi(x, t)).$$

Ecuación 36

Combinando las ecuaciones 36 y 37

$$\frac{\partial e(\tilde{x}, t)}{\partial t} = -\frac{\phi(x + \Delta x, t) - \phi(x, t)}{\Delta x},$$

Ecuación 37

Tomando $\Delta x \rightarrow 0$ se tiene

$$\frac{\partial e(x, t)}{\partial t} = -\frac{\partial \phi(x, t)}{\partial x}.$$

Ecuación 38

Expresando esta última ecuación en función de la temperatura $u(x, t)$. El calor específico c se define como la cantidad de energía por unidad de masa que hay que suministrar para que el material suba su temperatura en una unidad. De este modo tenemos:

$$e(x, t)A\Delta x = cu(x, t)\rho A\Delta x,$$

Ecuación 39

Donde ρ es la densidad del material. Por otro lado, el calor fluye siempre hacia los lugares de menor temperatura, esto se conoce como la ley de Fourier:

$$\phi(x, t) = -K \frac{\partial u(x, t)}{\partial x},$$

Ecuación 40

Donde K es el coeficiente de conductividad térmica. Así, introduciendo las ecuaciones 40 y 41 en 39, obtenemos:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{K}{c \cdot \rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Ecuación 41

Normalizando, el factor $\frac{K}{c \cdot \rho}$ se puede asumir igual a uno y llegamos finalmente a la ecuación 32.

Conservación de la masa

Cuando la frontera libre se mueve desde $s(t)$ a $s(t + \Delta t)$, Figura 20, se forma una cantidad de hielo

$$\Delta m = \rho A (s(t + \Delta t) - s(t)),$$

Donde ρ es la densidad del hielo. La energía que pierde el agua al solidificarse está dada por:

$$\Delta E = L \Delta m,$$

Donde L es el calor latente. Esta energía ΔE fluye a través del hielo hacia la izquierda, puesto que $x=0$ se encuentra a menor temperatura. De modo que tenemos:

$$-K u_x(s(t), t) = \phi = -\frac{\Delta E}{A \Delta t},$$

De este modo, cuando $\Delta t \rightarrow 0$:

$$u_x(s(t), t) = \frac{L \rho}{K} \frac{ds(t)}{dt},$$

Como se puede observar en la deducción del problema de Stefan y su generalización, el proceso de consolidación por descensos de nivel freático constituye un problema de frontera libre.

Si bien las ecuaciones 32 y 33 fueron deducidas para el caso particular del problema de Stefan, dependiendo del problema tratado, la variable u puede representar físicamente cualquier entidad que se difunda en el espacio y en el tiempo, por eso es que a la ecuación 32 se la conoce también como ecuación de difusión. Igualmente, cuando en un

problema se encuentre como condición de contorno una ecuación como 33, significará entonces algún tipo de ecuación de conservación de la entidad que se está difundiendo.

En la Tabla 3 se muestra una serie de problemas en matemática aplicada, todos bien distintos entre sí, pero que se pueden modelar siempre desde el punto de vista de la frontera libre.

Tabla 3. Problemas de frontera libre para diferentes campos de aplicación

Área conocimiento	Proceso	Variable
Ingeniería-Geotecnia	Consolidación	Presión intersticial
Bilología y Agronomía	Crecimiento de raíces	Concentración de nutriente
Ingeniería electrónica	Unión p-n en un diodo semiconductor	Densidad de electrónes
Ingeniería-petróleos	Extracción de petróleo	Campo de velocidades
Medicina-oncología	Crecimiento de tumores	Presión sobre nutriente
Industria química	Difusión de solventes en polímeros	Concentración de solvente
Ingeniería-materiales	Deformación de membrana	Energía potencial
Ingeniería-geotecnia	Flujo a través de medios poros	Presión
Ingeniería-hidráulica	Transporte de fluidos Presión/atmósfera	Potencial
Química-industria	Flujo de gas en medios porosos	Presión

4. FORMULACIÓN MATEMÁTICA

En este capítulo se deduce la ecuación que gobierna el proceso de abatimiento del nivel freático y se exponen las ecuaciones empleadas para determinar asentamientos.

4.1 Descripción del problema

El Proceso de deformación estudiado en el presente trabajo, está asociado al flujo vertical y al decremento en la presión del fluido de poros, este proceso es el principio básico de los procesos de consolidación, fenómeno ampliamente estudiado en la ingeniería de suelos; en el problema planteado, el suelo se deforma como consecuencia de la despresurización del fluido en sus poros, esta condición permite el flujo de agua a través de los poros en busca de una nueva condición de equilibrio.

Una analogía del problema planteado se puede ilustrar con el dispositivo que se presenta en la Figura 22, en la parte izquierda se observa una columna de suelo saturado, que se encuentra en equilibrio cuando el nivel de agua en el tanque coincide con el nivel de agua en el suelo; en el esquema de la derecha el nivel de agua en el tanque desciende y con esto se genera un condición de desequilibrio hidráulico respecto al agua que se encuentra alojada en los poros del suelo, el sistema tratará de entrar en equilibrio y para ello el nivel de agua en el tanque y el suelo se debe igualar, esto implica flujo descendente en el suelo, con el consecuente alivio de presiones, cambio en los esfuerzos efectivos y deformación del suelo; precisamente es la deformación asociada al cambio en la cabeza hidráulica y al flujo es lo que se desea cuantificar en el presente trabajo.

De acuerdo con el proceso descrito, el desequilibrio de presiones ocasionado por la diferencia de nivel de agua en la columna de suelo y el nivel de agua externo (en el tanque de equilibrio) genera flujo descendente hacia el exterior de la columna de suelo; en ausencia de cualquier forma de aporte de fluido al suelo durante el proceso, el abatimiento del nivel freático al interior de la columna de suelo es la consecuencia del flujo descendente; de igual forma, con el abatimiento del nivel freático tiene lugar el decremento en la presión del agua alojada en los poros del suelo; de acuerdo con la definición del esfuerzo efectivo (Terzaghi, 1926), el decremento en la presión de poros es numéricamente igual al incremento en el esfuerzo efectivo en la masa de suelo, lo cual deriva en deformación.

Los retos planteados en la búsqueda de la solución están relacionados con encontrar la formulación que permita modelar matemáticamente el proceso de deformación por efecto del abatimiento del nivel freático, bajo las condiciones descritas.

Las características del proceso permiten hacer uso de la teoría de consolidación unidimensional como parte de la solución, sin embargo las condiciones de frontera particulares establecen un interrogante adicional que debe resolverse, este interrogante está relacionado con la posición del nivel freático al interior de la columna de suelo.

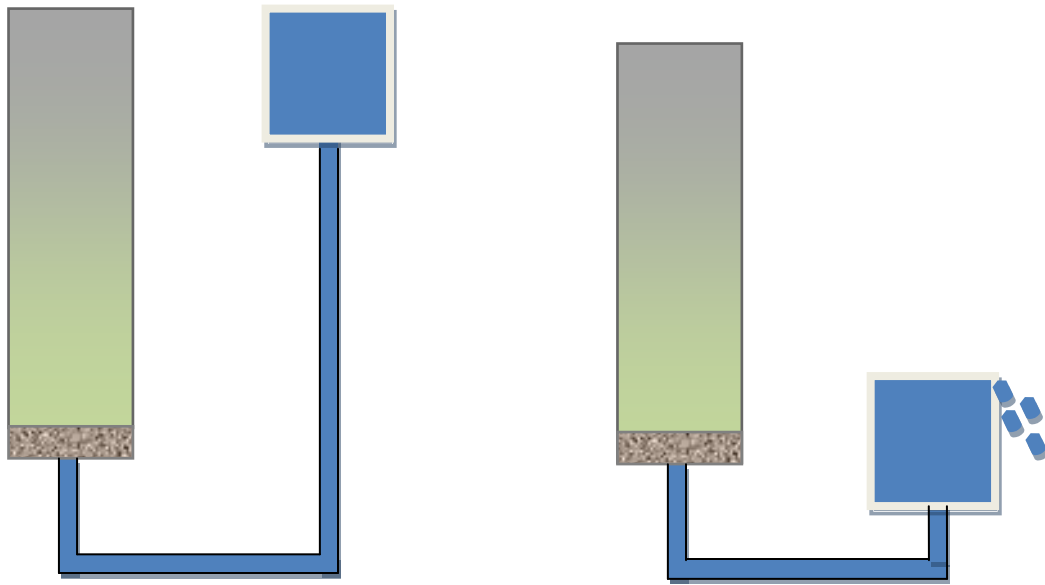


Figura 22 Dispositivo físico que simula el problema de deformación por consolidación inducida por el descenso del nivel freático.

4.2 Solución como problema de frontera libre

Como se mencionó en el capítulo anterior, los problemas en que se debe resolver ecuaciones diferenciales parciales de tipo parabólico que gobiernan el comportamiento de un sistema, y en que además se tiene un problema no lineal de condiciones iniciales y de contorno con una frontera móvil cuya posición es desconocida a priori y debe ser determinada como parte de la solución, son conocidos en la matemática como problemas de frontera libre, o problemas de Stefan por su aplicación a las ecuaciones diferenciales parabólicas que gobiernan la difusión del calor con cambio de fase.

Se implementó la solución de la ecuación de consolidación por diferencias finitas, estableciendo como condición de frontera inferior una presión correspondiente a la posición del tanque de equilibrio en el instante cero, considerando que el nivel de agua en el tanque desciende súbitamente. La condición inicial para la distribución de presión de poros al interior de la columna de suelo saturado corresponde a la condición hidrostática.

Para la definición de las condiciones de frontera en la parte superior de la columna de suelo hay dos opciones, la primera consiste mantener la discretización fija durante el proceso de abatimiento del nivel freático, con lo cual a medida que el agua sale del primer elemento el valor de la presión de poros se vuelve negativa por efecto de la succión; la segunda opción consiste en fijar la frontera al nivel freático, en el cual la presión de poros siempre es cero y por tanto queda definida durante todo el proceso, en este caso la

discretización del problema debe actualizarse con el tiempo, debido a que el nivel freático varía con el tiempo.

Se resolvió un problema específico con la primer opción para fijar la condición de frontera superior mencionada anteriormente. El esquema de diferencias finitas emplea la aproximación central para avanzar en el tiempo con un valor negativo en la frontera superior fija. La solución de este caso específico se presenta en el siguiente capítulo

4.3 Solución determinando abatimiento del nivel freático y asentamiento asociado, para intervalos de tiempo

La determinación de los asentamientos por consolidación inducidos por descensos del nivel freático se realiza en dos pasos, en el primero se analizan el flujo vertical de agua, interesados en la posición que tiene el nivel freático en cualquier momento, en el segundo paso se determina la deformación del suelo ocasionada por los mecanismos de alivio de presión de poros y la fuerza de infiltración del agua al descender el nivel freático.

4.3.1 Ecuación de gobierno del abatimiento de nivel freático

En esta sección se deriva la ecuación que gobierna el proceso de abatimiento del nivel freático y se muestran los dos pasos de cálculo en forma incremental, que permiten modelar tanto la superficie del agua al interior de la columna de suelo, como la altura misma de la columna.

El abatimiento se refiere al descenso del nivel freático dentro de la columna de suelo, en la Figura 23 se presenta en forma esquemática dicho proceso. Para efectos prácticos en la formulación el nivel de referencia (NR) se ha tomado en la base de la columna de suelo, por lo tanto la posición de cualquier elemento de suelo o agua será referenciada como el nivel del elemento respecto al nivel de referencia.

Inicialmente, en el tiempo $t=0$, el nivel de agua en la columna de suelo coincide con el nivel al cual se encuentra la superficie libre del agua contenida en el tanque de equilibrio, bajo estas condiciones no hay diferencia en la energía del fluido y por tanto éste se encuentra bajo condición estática.

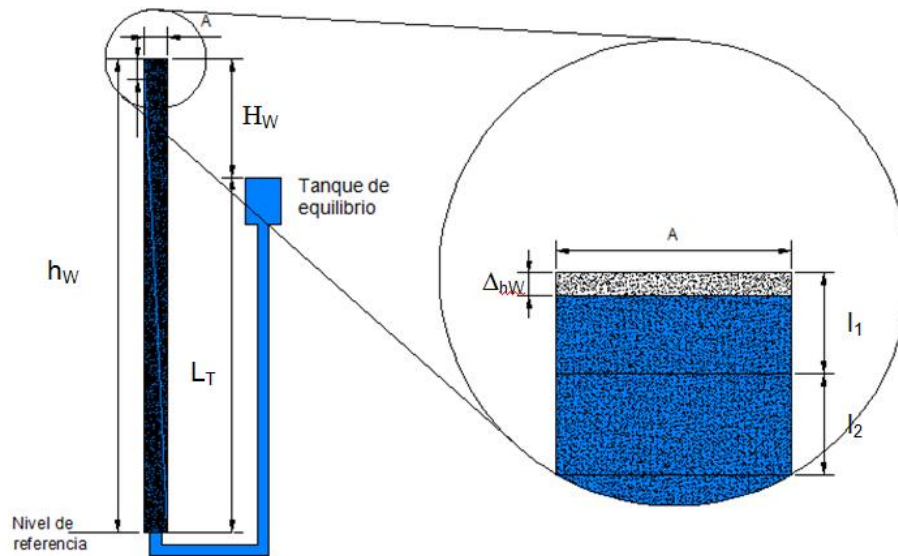


Figura 23. Esquema del modelo con detalle

Al descender el nivel de agua en el tanque de equilibrio, ya sea que este descenso se produzca de manera instantánea o de forma gradual, se crea una diferencia en la energía a lo largo de toda la columna de agua contenida en el suelo, es decir se genera un gradiente hidráulico, bajo esta condición de desequilibrio el agua contenida en los poros del suelo tenderá a fluir en sentido vertical hasta que los dos niveles, el freático y el de la superficie de agua en el tanque, vuelvan a estar a la misma elevación. Para que el flujo tenga lugar, la fase fluida del sistema debe ser continua, lo que implica que el medio poroso es permeable en toda su longitud.

Para un tiempo cualquiera, $t > 0$, con referencia a la Figura 23, el nivel de agua en el tanque de equilibrio será $L_T^{(t)}$, el super índice entre paréntesis representa el tiempo en el cual se está considerando el valor de la variable. En la columna de suelo, el nivel freático en el mismo tiempo, t , estará representado por $h_w^{(t)}$, la diferencia entre estos dos niveles es $\Delta H_w^{(t)}$.

Por otra parte, tal como se mencionó en el capítulo 3, las condiciones de flujo vertical son consecuentes con el descenso de nivel freático a nivel regional, por tanto no se consideran efectos de flujo ni de deformación laterales en la columna de suelo, de esta forma el análisis unidimensional con área en planta unitaria es apropiado.

Una vez transcurrido un intervalo de tiempo Δt , el nivel freático habrá descendido a una nueva posición, la diferencia entre la altura de la columna de agua en el tiempo t y en el tiempo $t + \Delta t$ es el abatimiento del nivel freático, denotado en este trabajo Δh_w , esta variable es la que debe ser determinada.

El abatimiento Δh_w está relacionado con el volumen de fluido que es desalojado del sistema, este volumen denominado ΔV_w es determinado como

$$\Delta V_w = \Delta h_w \cdot A_w$$

Ecuación 42

El parámetro A_w hace referencia al área de agua promedio en la sección transversal de la columna de suelo, el cual es desconocido, pero se determina a partir de las relaciones volumétricas ampliamente utilizadas en geotécnica, en este caso se relaciona el área unitaria para la cual se hace el análisis, A , con el área promedio de agua a través de la relación de vacíos.

En la Figura 23 se muestra un detalle del suelo en el cual se produce el abatimiento o descenso del nivel freático, esta porción de suelo tiene un volumen total V ,

$$V = \Delta h_w \cdot A$$

Ecuación 43

Debido a que el suelo inicialmente se encuentra saturado, entonces la altura de la porción de suelo en que se produce el abatimiento es igual a la altura de la fase líquida contenida en él. Si despejamos la altura Δh_w en Ecuación 42 y en la Ecuación 43 y las igualamos, se observa que la relación de áreas es igual a la relación de volúmenes, que bajo condiciones de saturación representa la porosidad, n .

$$\frac{A_w}{A} = \frac{V_w}{V} = n$$

Ecuación 44

En geotecnia, cuando se requiere expresar cambios volumétricos es más común trabajar con una expresión que relaciona el volumen de vacíos respecto al volumen de sólidos, ya que este último permanece constante, esta expresión es la relación de vacíos, e , que en términos de la porosidad es

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

Ecuación 45

Por tanto, el área de agua A_w en función del área unitaria, A de la sección transversal de la columna de suelo del análisis, se expresa como

$$A_w = \frac{e_{\Delta h_w}}{1 + e_{\Delta h_w}} \cdot A$$

Ecuación 46

En donde $e_{\Delta h_w}$ es la relación de vacíos del elemento de suelo en el cual se produce el descenso del nivel freático.

De esta forma, el cambio de volumen de agua en el sistema, transcurrido un tiempo Δt , puede reescribirse como

$$\Delta V_w = \Delta h_w \cdot \frac{e_{\Delta h_w}}{1 + e_{\Delta h_w}} \cdot A$$

Ecuación 47

Por la Ley de Darcy, se sabe que el caudal neto que fluye a través de un suelo en un tiempo t se obtiene con la siguiente expresión

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

Ecuación 48

En la Ecuación 48, el caudal Q representa el volumen de agua que fluye a través de cualquier sección transversal de área constante A de la columna de suelo en un instante de tiempo determinado, por tanto la permeabilidad k y el gradiente hidráulico i son parámetros del sistema.

El gradiente hidráulico i del sistema es definido como la diferencia de cabeza hidráulica por unidad de longitud, expresado de otra forma para el sistema analizado, es la diferencia entre la superficie de nivel freático y la superficie de agua en el tanque de equilibrio, respecto a la altura de la columna de suelo en la cual fluye el agua. Dado que la columna de agua es variable en el tiempo debido al abatimiento el gradiente es variable en el tiempo y se determina a través de la siguiente ecuación

$$i^{(t)} = \frac{\Delta H_w^{(t)}}{h_w^{(t)}}$$

Ecuación 49

La diferencia de nivel de agua $\Delta H_w^{(t)}$ en función de la altura de la columna de agua $h_w^{(t)}$ y el nivel al cual se encuentra la superficie libre del agua en el tanque de equilibrio, $L_T^{(t)}$ se expresa como

$$\Delta H_w^{(t)} = h_w^{(t)} - L_T^{(t)}$$

Ecuación 50

Reemplazando la Ecuación 50 en la Ecuación 49, el gradiente se expresa

$$i^{(t)} = \frac{h_w^{(t)} - L_T^{(t)}}{h_w^{(t)}}$$

Ecuación 51

Por otra parte, la permeabilidad del suelo puede variar debido la estratificación, sin embargo, por el principio de conservación de la masa el caudal que pasa a través de cualquier sección transversal de la columna de suelo debe ser el mismo, este principio permite determinar la permeabilidad equivalente del sistema de suelos en serie.

Suponiendo que se tienen n estratos en la columna de suelo, el flujo en el sistema y el flujo a través de los n estratos de suelo son iguales y se determinan con la Ecuación 48.

$$k_1 \cdot \frac{\Delta h_1}{\ell_1} \cdot A = k_2 \cdot \frac{\Delta h_2}{\ell_2} \cdot A = k_3 \cdot \frac{\Delta h_3}{\ell_3} \cdot A \cdots k_n \cdot \frac{\Delta h_n}{\ell_n} \cdot A = K_{eq} \cdot \frac{\Delta H}{L} \cdot A = Q$$

Ecuación 52

Donde ℓ_i es el espesor del estrato i y L es la longitud de la columna de suelo por la cual fluye el agua.

Al considerar q como el caudal por unidad de área y despejar ΔH en la Ecuación 52 se tiene

$$\Delta H = \frac{q \cdot L}{K_{eq}}$$

Ecuación 53

Al despejar la caída de cabeza hidráulica Δh_i en cualquier capa de suelo i , se tiene

$$\Delta h_i = \frac{q \cdot \ell_i}{k_i}$$

Ecuación 54

La sumatoria de las caídas de cabeza hidráulica en todos los elementos es igual a la caída de cabeza hidráulica en el sistema, por tanto

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = q \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{k_i}$$

Ecuación 55

Igualando la Ecuación 53 con la Ecuación 55, y despejando la permeabilidad equivalente K_{eq} , se obtiene

$$K_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n \ell_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{k_i}}$$

Ecuación 56

Reemplazando la Ecuación 51 y la Ecuación 56 en la Ecuación 48, la Ley de Darcy se reescribe como:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n \ell_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{k_i}} \cdot \frac{h_w^t - L_T^{(t)}}{h_w^{(t)}} \cdot A$$

Ecuación 57

Al considerar el mismo instante de tiempo para el cual se abate el nivel freático en una cantidad Δh_w , se puede establecer la relación entre el caudal Q y el volumen desalojado del sistema ΔV_w , con la siguiente expresión

$$Q = \frac{\Delta V_w}{\Delta t}$$

Ecuación 58

Reemplazando la Ecuación 47 en la Ecuación 58, igualando esta última con la Ecuación 57 y organizando los términos, se obtiene una expresión para determinar el abatimiento Δh_w , en función del intervalo de tiempo Δt ,

$$\Delta h_w = \frac{1 + e_{\Delta h_w}}{e_{\Delta h_w}} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \ell_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{k_i}} \cdot \frac{h_w^{(t)} - L_T^{(t)}}{h_w^{(t)}} \cdot \Delta t$$

Ecuación 59

Tomando el intervalo de tiempo Δt y el abatimiento Δh_w como diferenciales de tiempo y de la altura de la columna de agua contenida en la columna de suelo, dt y dh_w , la Ecuación 59 se reescribe separando variables

$$\frac{h_w^{(t)}}{h_w^{(t)} - L_T^{(t)}} dh_w = \frac{1 + e_{\Delta h_w}}{e_{\Delta h_w}} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \ell_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{k_i}} \cdot dt$$

Ecuación 60

Integrando la Ecuación 60, entre un h_{w1} y un h_{w2} en un intervalo de tiempo dt , se obtiene el abatimiento del nivel freático.

$$\int_{h_{w1}}^{h_{w2}} \frac{h_w}{h_w - L_T} dh_w = \frac{1 + e_{\Delta h_w}}{e_{\Delta h_w}} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \ell_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{k_i}} \cdot \int_{t_1}^{t_2} dt$$

Ecuación 61

Para resolver la integral del lado izquierdo de la ecuación, sea

$$\alpha = h_w - L_T$$

Ecuación 62

Entonces

$$d\alpha = dh_w \quad \wedge \quad h_w = \alpha + L_T$$

Ecuación 63

Reemplazando las expresiones anteriores en la integral del lado izquierdo de la Ecuación 61, se tiene

$$\int_{h_{w1}}^{h_{w2}} \frac{h_w}{h_w - L_T} \cdot dh_w = \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} \frac{\alpha + L_T}{\alpha} \cdot d\alpha$$

Ecuación 64

$$\int_{\alpha_1}^{\alpha_2} \frac{\alpha + L_T}{\alpha} \cdot d\alpha = (\alpha_2 - \alpha_1) + L_T \cdot \ln\left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1}\right)$$

Ecuación 65

Reemplazando por las variables originales

$$\int_{h_{w1}}^{h_{w2}} \frac{h_w}{h_w - L_T} \cdot dh_w = \Delta h_w + \ln\left(\frac{\Delta H_w - \Delta h_w}{\Delta H_w}\right)$$

Ecuación 66

Reemplazando la Ecuación 66 en la Ecuación 61 se tiene la ecuación que gobierna el proceso de abatimiento del nivel freático en función del tiempo para un sistema de múltiples capas es:

$$\Delta h_w + \ln\left(\frac{\Delta H_w - \Delta h_w}{\Delta H_w}\right) = \frac{1 + e_{\Delta h_w}}{e_{\Delta h_w}} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \ell_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\ell_i}{k_i}} \cdot \Delta t$$

Ecuación 67

4.3.2 Ecuación de gobierno la deformación

La deformación del suelo se refiere al cambio volumétrico que se produce por efecto del cambio en los esfuerzos efectivos, en el caso de abatimiento del nivel freático analizado, son dos los mecanismos asociados los que contribuyen a la deformación del suelo, uno de los mecanismos es el cambio en la posición del nivel freático, lo cual se traduce en un decremento de la presión de poros respecto a la presión hidrostática inicial, como consecuencia de esto, se tiene un incremento del esfuerzo efectivo equivalente numéricamente al decremento en la presión de poros; el otro mecanismo tiene relación con el flujo del agua a través del medio poroso y el esfuerzo de infiltración que el agua en movimiento ejerce sobre el suelo.

El primer mecanismo de deformación será llamado incremento de esfuerzo efectivo bajo condición estática $\Delta \sigma'_e$ y se obtiene en unidades de esfuerzo con la siguiente expresión

$$\Delta \sigma'_e = \Delta u_e^{(t)} = \Delta h_w^{(t)} \cdot \gamma_w$$

Ecuación 68

Donde $\Delta h_w^{(t)}$ es el descenso del nivel freático en el tiempo t ; el decremento en la presión de poros calculado con la Ecuación 68 es el mismo para cada elemento que compone la columna de suelo analizada.

El segundo mecanismo de deformación será llamado incremento de esfuerzo efectivo bajo condición dinámica $\Delta\sigma'_d$ y corresponde al efecto que tiene el agua al fluir por el medio poroso, este esfuerzo se determina por medio de la siguiente expresión, en la que Δh_i es determinado por la ecuación 54.

$$\Delta\sigma'_d = \Delta h_i \cdot \gamma_w = \frac{q \cdot \ell_i}{k_i} \cdot \gamma_w$$

Ecuación 69

A diferencia del incremento de esfuerzo efectivo en condición estática, el incremento de esfuerzo efectivo en condición dinámica es diferente en cada uno de los elementos que componen la columna de suelo, ya que es función de la caída de potencial en cada elemento.

La deformación de cada elemento δ_i es calculada como

$$\delta_i = m_{v_i} \cdot (\Delta\sigma'_e + \Delta\sigma'_d) \cdot \ell_i$$

Ecuación 70

Donde m_{v_i} es el modulo de compresibilidad del elemento i de la columna de suelo para cada instante de tiempo.

Con el modulo de compresibilidad (m_{v0}) y la permeabilidad, se calcula el coeficiente de consolidación C_v , parámetro que será constante durante todo el proceso para cada uno de los estratos.

$$C_v = \frac{k_o}{\gamma_w \cdot m_{v0}}$$

Ecuación 71

Con base en la relación entre el módulo de compresibilidad y el esfuerzo efectivo para diferentes tipos de suelos, la cual se presenta en la Figura 9, se determina que la compresibilidad sigue una tendencia potencial respecto a los esfuerzos efectivos, gobernada por una ecuación de la forma

$$m_v = c\sigma'^{-n}$$

Ecuación 72

El exponente n toma valores entre 0,94 y 1,12 para los datos que se presentan en la Figura 9, el valor adoptado en este trabajo es de 0,95 representativo de las muestras de arcilla illita ensayadas; el valor del coeficiente c se determina a través de la ecuación 72.

$$c = \frac{m_{v0}}{100^{-0.95}}$$

Ecuación 73

Donde m_{v0} es el modulo de compresibilidad del suelo en que se produce la deformación, determinado para un esfuerzo efectivo de 100KPa.

El valor de c es constante para todo el proceso y para cada uno de los estratos, es decir que c no se actualiza con la actualización de m_v .

El m_v para cada instante de tiempo se determina como

$$\begin{aligned} m_{v0} &= c \cdot \sigma_0'^{-0.95} \\ m_{v1} &= c \cdot (\sigma_0' + \Delta\sigma_1')^{-0.95} \\ m_{v2} &= c \cdot (\sigma_1' + \Delta\sigma_2')^{-0.95} \\ &\vdots \\ m_{vn} &= c \cdot (\sigma_{n-1}' + \Delta\sigma_n')^{-0.95} \end{aligned}$$

Ecuación 74

Este valor de m_v se actualiza en cada instante de tiempo a través de la actualización del esfuerzo en cada instante, de igual forma la permeabilidad se actualiza con el C_v , ya que este se asume constante durante el proceso, con lo cual la nueva permeabilidad se determina a partir de la siguiente expresión

$$\begin{aligned} k_1 &= C_v \cdot \gamma_w \cdot m_{v1} \\ k_2 &= C_v \cdot \gamma_w \cdot m_{v2} \\ &\vdots \\ k_n &= C_v \cdot \gamma_w \cdot m_{vn} \end{aligned}$$

Ecuación 75

En la porción de suelo que se encuentra por encima del nivel freático, el problema se ha simplificado al determinar la deformación con un módulo de compresibilidad correspondiente a suelo no saturado.

Por último, el asentamiento superficial es la sumatoria de todos los δ_i de la columna de suelo, este asentamiento se calcula en cada incremento de tiempo.

$$s^{(t)} = \sum_{i=1}^n \delta_i^{(t)}$$

Ecuación 76

4.4 Esquema de solución numérica

El esquema numérico planteado para simular el abatimiento del nivel freático y el asentamiento superficial consiste en solucionar, para cada incremento de tiempo Δt , las ecuaciones planteadas en el capítulo anterior, actualizando en cada avance de tiempo la geometría de la columna de agua y suelo, así como las propiedades del suelo que influyen en el cálculo.

Los cálculos realizados en el presente trabajo se programaron en hojas electrónicas, de la aplicación Excel, software distribuido por Microsoft, de esta forma es fácil manipular la gran cantidad de datos numéricos que surgen en el proceso de cálculo.

4.4.2 Condiciones iniciales

Establecer las condiciones iniciales del problema comprende definir la geometría del sistema, su discretización tanto en el espacio como en el tiempo y determinar las propiedades iniciales para cada uno de los elementos que conforman el sistema.

La geometría inicial queda definida con tres parámetros, la longitud de la columna de suelo, la cual es igual a la altura de la columna de agua inicial h_{wo} , la altura a la cual se encuentra el nivel de agua en el tanque de equilibrio L_T , estas dos dimensiones se miden respecto al nivel de referencia; por último la geometría queda definida con la disposición y dimensiones de los estratos que conforman la columna de suelo.

La discretización consiste en dividir cada estrato que conforma la columna de suelo en un número n de elementos, de esta forma la longitud de cada uno de los elementos queda definida.

El tiempo también es dividido en intervalos en los cuales las variables involucradas en la ecuación de gobierno tendrán un comportamiento lineal para el intervalo de tiempo considerado; mientras más pequeño sea el intervalo de tiempo, mayor será la aproximación a la solución exacta, con el consecuente incremento en el tiempo de cálculo.

Las condiciones iniciales quedan finalmente establecidas cuando a cada uno de los elementos se les asigna las propiedades iniciales; la estratificación del terreno permite agrupar los elementos con similares propiedades, razón por la cual la asignación de propiedades se realiza por estrato y no por elemento, de esta forma todos los n elementos en que se divide un estrato tendrán las mismas propiedades.

Todas estas condiciones iniciales se ingresan en el modelo a través de un formulario de ingreso de datos, el cual se ha diseñado para que el proceso se realice en dos pasos, en el primer paso se ingresan los datos asociados a la geometría inicial, en el segundo paso se ingresan los datos asociados a la discretización y los datos correspondientes a las

propiedades de los estratos. En la Figura 24 se presenta el formulario para ingresar los datos en el paso 1; la altura de la columna de agua podrá tomar valores entre 1 y 250m, teniendo en cuenta que las cuencas sedimentarias tienen espesores incluso mayores y que además el amplio rango de valores permite determinar los efectos que este parámetro induce en el proceso de descenso del nivel freático y deformación del medio poroso.

El nivel del agua en el tanque de equilibrio puede adoptar valores menores o igual a la altura de la columna de agua, y el descenso puede ser inmediato, caso en el cual se introduce el valor numérico en el campo correspondiente a “Nivel de agua en el tanque de equilibrio: L_T ” y en el campo “tasa de descenso del nivel en el tanque se introduce el valor numérico cero (0); si por el contrario el descenso en el tanque de equilibrio es gradual, caso que simularía un proceso de bombeo de agua desde un acuífero profundo, en valor numérico que se introduce en el campo “Nivel de agua en el tanque de equilibrio: L_T ” es el nivel último hasta el cual se desea bajar el tanque de equilibrio y en el campo correspondiente a la “Tasa de descenso del nivel en el tanque: T_t ” se ingresa el valor numérico de la tasa con la cual el nivel de agua desciende desde la altura h_w hasta alcanzar el valor L_T .

El número de estratos máximo es de cinco, este límite busca que el modelo represente una condición realista de suelo estratificado, pero a su vez controla que el tiempo de cómputo no sea excesivo; por último el espesor de cada estrato se introduce para controlar el cambio de parámetros cuando el nivel freático cambia de estrato, cabe anotar que la suma del espesor de los estratos debe ser igual a la altura de la columna de agua.

Condiciones iniciales Geometría

Altura de la columna de agua: h_w m

Nivel de agua en el tanque de equilibrio: L_T m

Tasa de descenso del nivel en el tanque: T_t m/año

Número de estratos: n

Espesor del estrato 1: E_1 m

Espesor del estrato 2: E_2 m

Espesor del estrato 3: E_3 m

Espesor del estrato 4: E_4 m

Espesor del estrato 5: E_5 m

Diagrama de la geometría: Se muestra una columna vertical dividida en 5 estratos numerados 1 a 5. Las alturas de los estratos son E_1, E_2, E_3, E_4, E_5 . La altura total de la columna es h_w . A la derecha, se muestra un tanque con un nivel de agua L_T y una tubería que conecta el tanque con la columna.

Figura 24. Formulario para el ingreso de datos, paso 1-geometría

El formulario que se presenta en la Figura 25, corresponde al ingreso de datos del segundo paso, el primer campo que se encuentra en el formulario corresponde al tiempo en que se desea detener el proceso y obtener los resultados, este dato es opcional ya que si no se introduce ningún valor en el campo, el programa realizará los cálculos hasta que la diferencia de nivel final de agua en el tanque de equilibrio y la altura de la columna de agua corriente sea equivalente al 1% de la diferencia entre el nivel final de agua en el tanque de equilibrio y la altura de la columna de agua inicial.

Para cada estrato se debe ingresar el número de elementos en que se divide, la permeabilidad en unidades de m/s, el módulo de compresibilidad confinado en unidades de m^2/KN y la relación de vacíos.

El programa durante el proceso de cálculo se encarga de actualizar el valor del nivel freático, la altura de la columna de suelo y los parámetros de compresibilidad y flujo de cada estrato.

Propiedades del Estrato	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Estrato 4	Estrato 5
Número de elementos					
Peso unitario (yt - Ton/m³)					
Permeabilidad (k - m/s)					
Modulo de compresibilidad del estrato (Mv - m²/KN)					
Relación de vacíos (e)					

Figura 25. Formulario para el ingreso de datos, paso 2-discretización

Una vez los datos han sido ingresados y almacenados como variables, el programa los tabula como parámetros en el tiempo cero.

4.4.3 Pasos de cálculo

Los pasos de cálculo que realiza el programa son los siguientes

Intervalo de tiempo Δt . Si el usuario ha ingresado un dato en el campo correspondiente al tiempo hasta el cual quiere llevar la simulación, el programa lo almacena en una variable T , este valor numérico es dividido en un número fijo (300) de intervalos de tiempo dt . Si no define el tiempo hasta el cual quiere llevar la simulación entonces en la variable T se almacena el valor cero y la variable dt tomará un valor equivalente a un día, una semana o un mes, dependiendo de la diferencia entre el nivel freático y la el nivel de agua en el tanque de equilibrio.

Permeabilidad equivalente. El programa calcula la permeabilidad equivalente de la columna de suelo, para las condiciones iniciales, por medio de la Ecuación 56.

Nivel de agua en el tanque de equilibrio. Si el descenso del nivel de agua en el tanque de equilibrio es inmediato, entonces el dato numérico almacenado en L_T será constante; si por el contrario el dato ingresado corresponde a una tasa de descenso, con base en dicha tasa el programa calcula la posición del nivel de agua en el tanque de equilibrio transcurrido el Δt .

Abatimiento del nivel freático. Con la Ecuación 67 se calcula el abatimiento del nivel freático transcurrido el Δt , teniendo en cuenta en cuál de los elementos de suelo se produce el descenso del nivel, para incluir la relación de vacíos correspondiente; para ello se hace uso de la función “Solver” de Microsoft Office Excel, que es una herramienta para resolver y optimizar ecuaciones mediante el uso de métodos numéricos.

El esquema de hoja electrónica del programa Excel permite almacenar datos en una plantilla conformada por celdas dispuestas en filas y columnas, con la herramienta Solver se puede buscar el valor óptimo para una celda, denominada celda objetivo, en donde se escribe la fórmula de la función objetivo $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

Solver cambia los valores de un grupo de celdas, denominadas celdas cambiantes, que en el caso de la Ecuación 67 corresponde a la variable que se desea conocer Δh_w , el valor correcto de la variable es aquel para el cual se cumple la igualdad.

Altura de la columna de agua. La altura de la columna de agua, transcurrido el intervalo de tiempo Δt es determinada como la altura de agua inicial menos el abatimiento del nivel freático.

El gradiente hidráulico varía en cada instante de tiempo Δt debido al abatimiento del nivel freático, en las siguientes ecuaciones ΔH_w corresponde a la diferencia entre el nivel freático y el nivel de agua en el tanque de equilibrio, Δh_w representa el abatimiento del nivel freático y el superíndice entre paréntesis indica el instante de tiempo en el cual se toma el valor de la variable respectiva.

$$\Delta H_w^{(t+1)} = \Delta H_w^{(t)} - \Delta h_w^{(t)}$$

Ecuación 77

El esquema empleado para determinar la altura de la columna de agua al interior de la columna de suelo se presenta en la Tabla 4

Tabla 4. Esquema empleado para determinar el abatimiento del nivel freático

Tiempo	Diferencia de Potencial hidráulico ΔH_w	Abatimiento del nivel freático Δh_w	Altura de la columna de agua h_w
0	0	0	$h_w^{(0)} = h_{w0}$
1	$\Delta H_w^{(1)} = \Delta H_{w0}$	$\Delta h_w^{(1)} = \frac{1+e}{e} k^{(1)} \Delta H_w^{(1)} \Delta t$	$h_w^{(1)} = h_w^{(0)} - \Delta h_w^{(1)}$
2	$\Delta H_w^{(2)} = \Delta H_w^{(1)} - \Delta h_w^{(1)}$	$\Delta h_w^{(2)} = \frac{1+e}{e} k^{(2)} \Delta H_w^{(2)} \Delta t$	$h_w^{(2)} = h_w^{(1)} - \Delta h_w^{(2)}$
3	$\Delta H_w^{(3)} = \Delta H_w^{(2)} - \Delta h_w^{(2)}$	$\Delta h_w^{(3)} = \frac{1+e}{e} k^{(3)} \Delta H_w^{(3)} \Delta t$	$h_w^{(3)} = h_w^{(2)} - \Delta h_w^{(3)}$
\vdots N	\vdots $\Delta H_w^{(n)} = \Delta H_w^{(n-1)} - \Delta h_w^{(n-1)}$	\vdots $\Delta h_w^{(n)} = \frac{1+e}{e} k^{(n)} \Delta H_w^{(n)} \Delta t$	\vdots $h_w^{(n)} = h_w^{(n-1)} - \Delta h_w^{(n)}$

Cambio en la cabeza hidráulica. Para cada uno de los elementos que conforma la columna de suelo se calcula el cambio en la cabeza hidráulica, con la Ecuación 54

Incremento de esfuerzos efectivos. Los incrementos de esfuerzos efectivos son calculados de acuerdo con la Ecuación 68 y la Ecuación 69, estos a su vez permiten actualizar el valor del módulo de compresibilidad y la permeabilidad de tal forma que el coeficiente de compresión sea constante en cada estrato.

Deformación de cada uno de los elementos. Se calcula por medio de la Ecuación 70, y esta deformación se resta a la longitud inicial del elemento, con lo cual en cada paso se tendrá la altura de la columna de suelo actualizada.

Gráficas de abatimiento y asentamiento contra tiempo. El nivel freático definido por la altura de columna de agua y la superficie del terreno definida por la altura de columna de suelo, son graficados para cada instante de tiempo, lo que permite visualizar la tendencia que tiene el proceso tanto de flujo como de deformación, un ejemplo del gráfico típico obtenido se muestra en la Figura 26

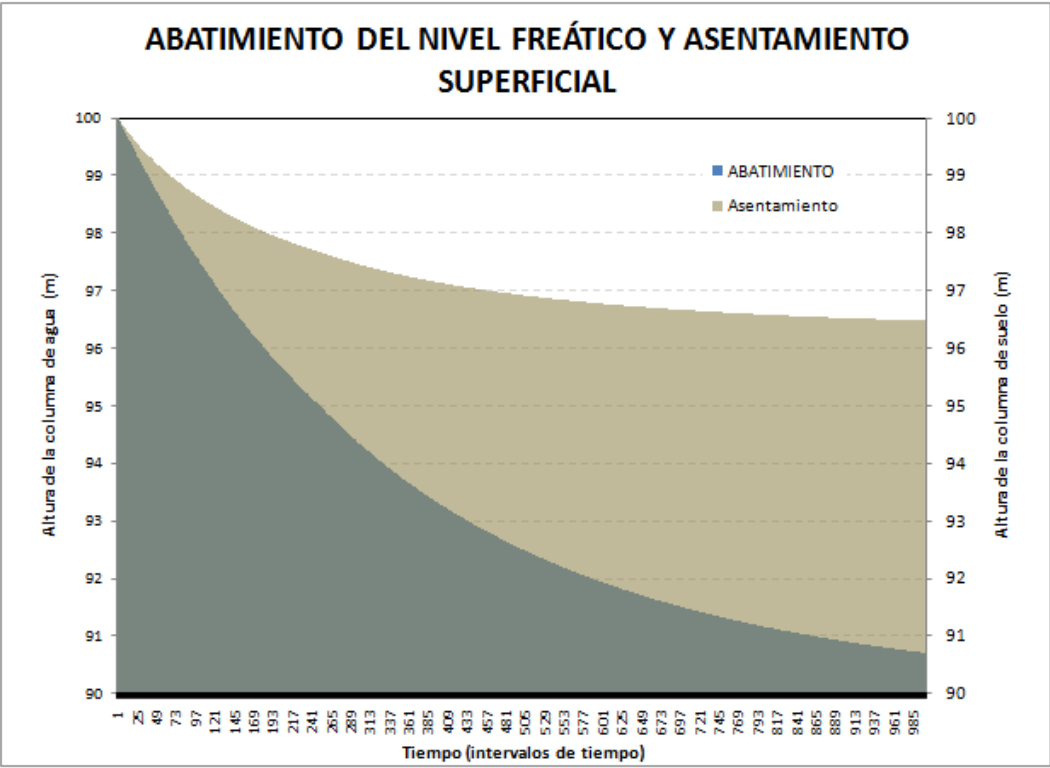


Figura 26. Resultado gráfico típico del modelo

5. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

En este capítulo se describen los modelos realizados, se presentan los resultados obtenidos y el análisis correspondiente.

5.1 Escenarios de modelación

En el presente capítulo se describen los escenarios de modelación, se presentan los resultados correspondientes y se analizan estos resultados; la descripción de los escenarios comprende tres aspectos: geometría, propiedades del suelo y condiciones iniciales. La geometría queda definida con la longitud de la columna de suelo, el número de estratos y el número de elementos en que se quiere discretizar cada uno de los estratos; las propiedades del suelo comprenden la permeabilidad de referencia, el módulo de compresibilidad de referencia, la relación de vacíos y el peso unitario.

La posición del nivel freático en el tiempo $t=0$ esta preestablecida y es igual a la altura de la columna de agua, con lo cual, la condición de saturación en toda la columna de suelo se cumple, las posibilidades de establecer escenarios de modelación a partir de las condiciones iniciales están relacionadas con la velocidad con la cual el tanque de equilibrio desciende, para generar flujo a través de la columna de suelo, a través de los datos de entrada se puede establecer un descenso inmediato del nivel de agua en el tanque de equilibrio, de esta forma, la nueva posición de la superficie del agua en el tanque de equilibrio (L_T) se considera constante durante todo el proceso de simulación.

El otro escenario de modelación queda definido por una tasa de descenso de la superficie del agua en el tanque de equilibrio y un nivel mínimo hasta el cual puede descender el agua con la tasa de descenso definida.

5.2 Modelo con descenso inmediato

Con el modelo se simula el abatimiento del nivel freático y el acortamiento de la columna de suelo, para las condiciones geométricas que se presentan en la

La geometría del modelo queda definida por

Altura de la columna de suelo, $L = 100\text{m}$

Número de estratos, $n = 4$

Nivel de agua en el tanque de equilibrio, $L_T = 90\text{m}$

Tasa de descenso de nivel en el tanque, $T_T = 0 \text{ m/año}$

Espesor del estrato 1, $E1 = 5\text{m}$

Espesor del estrato 2, $E2 = 25\text{m}$

Espesor del estrato 3, $E3 = 30\text{m}$

Espesor del estrato 4, $E4 = 40\text{m}$

Número de elementos del estrato 1 = 10

Permeabilidad del estrato 1 = $1.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$

Módulo de compresibilidad del estrato 1: $0.00033 \text{ m}^2/\text{KN}$

Relación de vacíos del estrato 1: 3.0
Peso unitario del estrato 1: 14KN/m³

Número de elementos del estrato 2 = 25
Permeabilidad del estrato 2 = 8.0×10^{-6} m/s
Módulo de compresibilidad del estrato 2: 0.00099m²/KN
Relación de vacíos del estrato 2: 2.0
Peso unitario del estrato 1: 14KN/m³

Número de elementos del estrato 3 = 30
Permeabilidad del estrato 3 = 5.0×10^{-7} m/s
Módulo de compresibilidad del estrato 3: 0.00075m²/KN
Relación de vacíos del estrato 3: 2.0
Peso unitario del estrato 1: 14KN/m³

Número de elementos del estrato 4 = 40
Permeabilidad del estrato 4 = 1.0×10^{-7} m/s
Módulo de compresibilidad del estrato 4: 0.00025m²/KN
Relación de vacíos del estrato 4: 1.7
Peso unitario del estrato 1: 14KN/m³

El abatimiento del nivel freático y el acortamiento de la columna de suelo se simularon para un período total de 30000 días, en intervalos de tiempo de un mes, con lo cual se tienen 1000 pasos en la simulación.

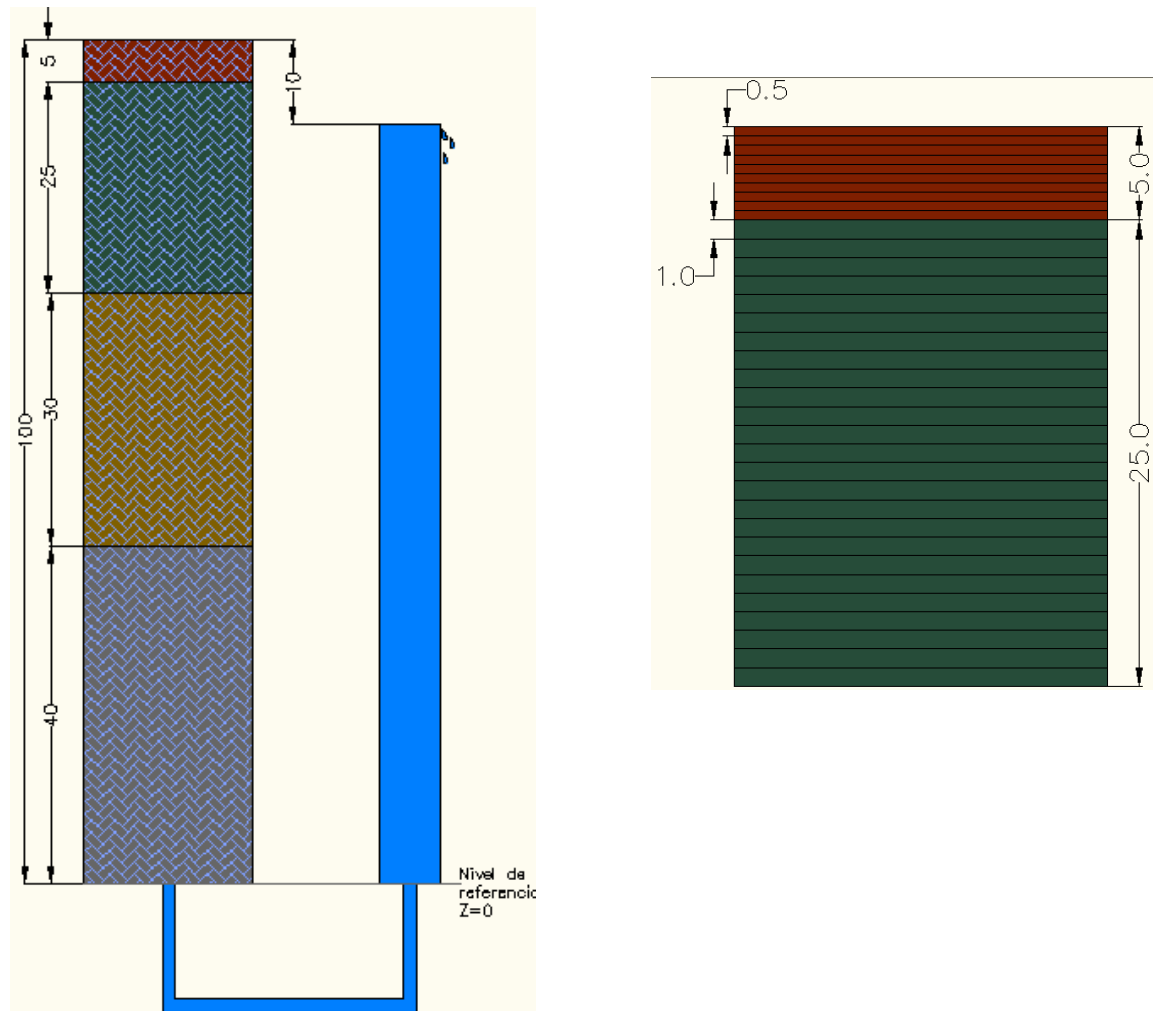


Figura 27. Esquema del modelo físico que representa el modelo numérico implementado, en la figura de la derecha se observa un detalle de los dos primeros estratos discretizados

En la Figura 28 se presenta la altura de la columna de agua y la altura de la columna de suelo en función del número de intervalos de tiempo considerados en el análisis; se observa que la altura de la columna de agua hacia la parte final de la gráfica es de 90.3m, es decir que el nivel freático descendió 9.7m, con una tasa de descenso promedio de 1.7mm por mes en los dos últimos años de simulación, esta tasa es muy baja por lo cual se considera adecuado detener el análisis en este punto, sin perder información importante en la simulación.

La columna de suelo pasó de una altura inicial de 100m, a una altura de 96.5m al final de la simulación, lo que quiere decir que el acortamiento de la columna de suelo fue de 3.5m; hacia el final de la grafica se observa que la altura de la columna de suelo es asintótica al

valor 96.5m, con una tasa de acortamiento promedio de 0.4mm por mes, en los dos últimos años, equivalente a una tasa de asentamiento de 5cm por año.

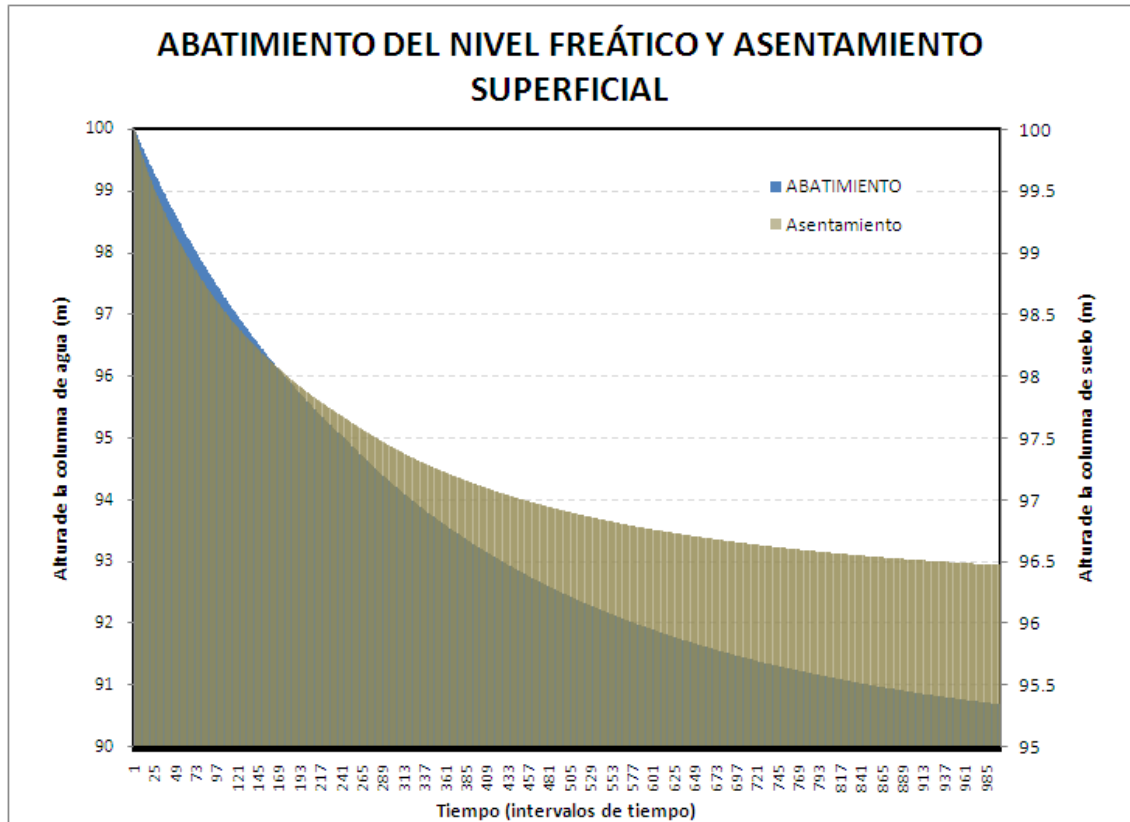
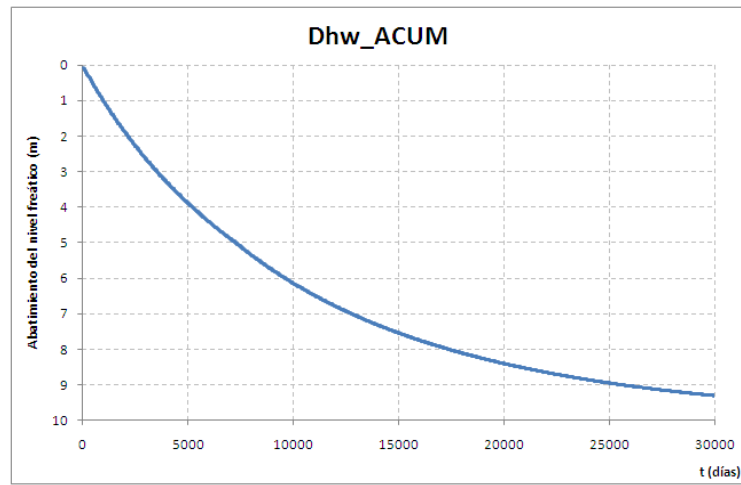


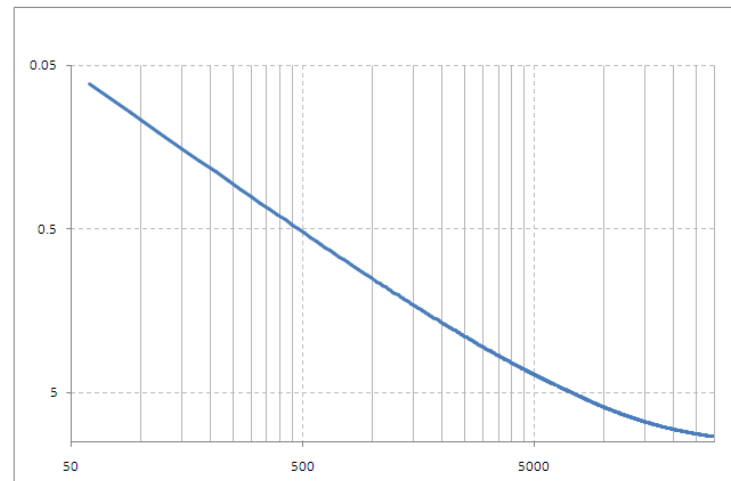
Figura 28. Altura de la columna de agua y de la columna de suelo en función del número de intervalos de tiempo.

En la Figura 29a se muestra el abatimiento del nivel freático en función del tiempo, en escala aritmética-aritmética, se observa que la tendencia que sigue la curva es un decremento mayor al principio del proceso, lo que indica una tasa de abatimiento mayor consecuente con las condiciones de mayor cabeza hidráulica y mayor permeabilidad; a medida que el nivel freático desciende, la curva tiende al valor asintótico establecido por el nivel de la superficie de agua en el tanque de equilibrio.

En la Figura 29b se muestra el abatimiento del nivel freático en función del tiempo, en escala log-log, en esta gráfica se puede observar la tendencia lineal del comportamiento del abatimiento contra el tiempo, por lo menos para el 30% inicial del tiempo simulado, lo que sugiere esta gráfica es que cerca del primer tercio del tiempo que dura el proceso de abatimiento, la tendencia es de decremento logarítmico, los demás .



(a)



(b)

Figura 29. Abatimiento del nivel freático, expresado en metros, en función del tiempo de simulación expresado en número de días. (a) Escala aritmética-aritmética y (b) escala Log-Log

5.3 Modelo con descenso inmediato y diferente permeabilidad

Con el objeto de observar la influencia de la permeabilidad en el proceso de abatimiento del nivel freático y de asentamiento asociado se simuló el proceso para la condición en que la superficie del agua en el tanque de equilibrio desciende instantáneamente 10m. La diferencia en la permeabilidad de referencia entre los dos modelos es de dos ordenes de magnitud.

La geometría del modelo se muestra en la Figura 31

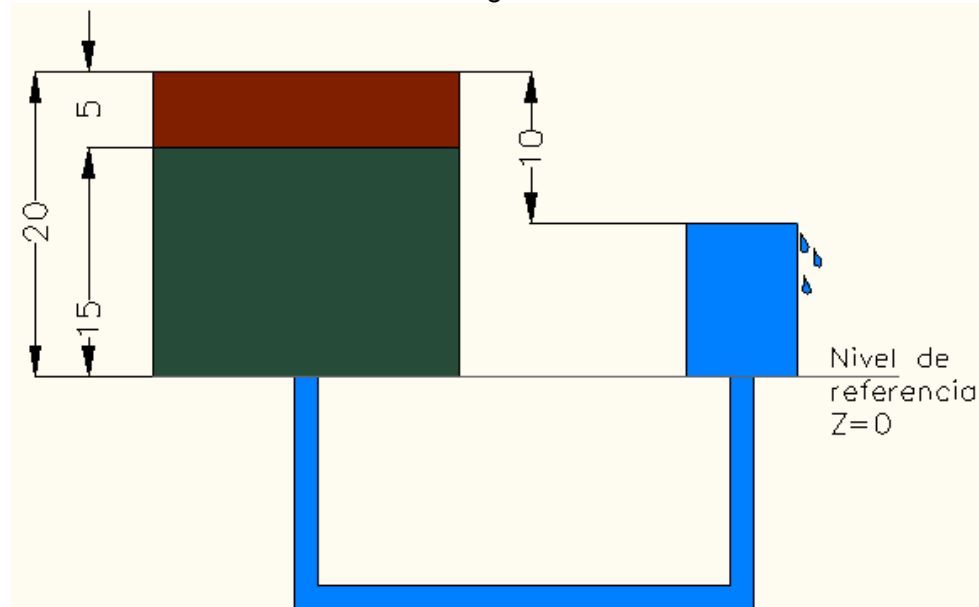


Figura 30. Esquema del modelo físico que representa el modelo numérico implementado para observar la influencia de la permeabilidad en el proceso

La geometría del modelo queda definida por

Altura de la columna de suelo, $L = 20\text{m}$

Número de estratos, $n = 2$

Nivel de agua en el tanque de equilibrio, $L_T = 10\text{m}$

Tasa de descenso de nivel en el tanque, $T_T = 0 \text{ m/año}$

Espesor del estrato 1, $E1 = 5\text{m}$

Espesor del estrato 2, $E2 = 15\text{m}$

Número de elementos del estrato 1 = 10

Permeabilidad del estrato 1 = $1.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ $1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$

Módulo de compresibilidad del estrato 1: $0.0001 \text{ m}^2/\text{KN}$

Relación de vacíos del estrato 1: 3.0

Peso unitario del estrato 1: 14 KN/m^3

Número de elementos del estrato 2 = 15

Permeabilidad del estrato 2 = 8.0×10^{-8} m/s 8.0×10^{-10} m/s
 Módulo de compresibilidad del estrato 2: $0.0001 \text{ m}^2/\text{KN}$
 Relación de vacíos del estrato 2: 2.0
 Peso unitario del estrato 1: 14 KN/m^3

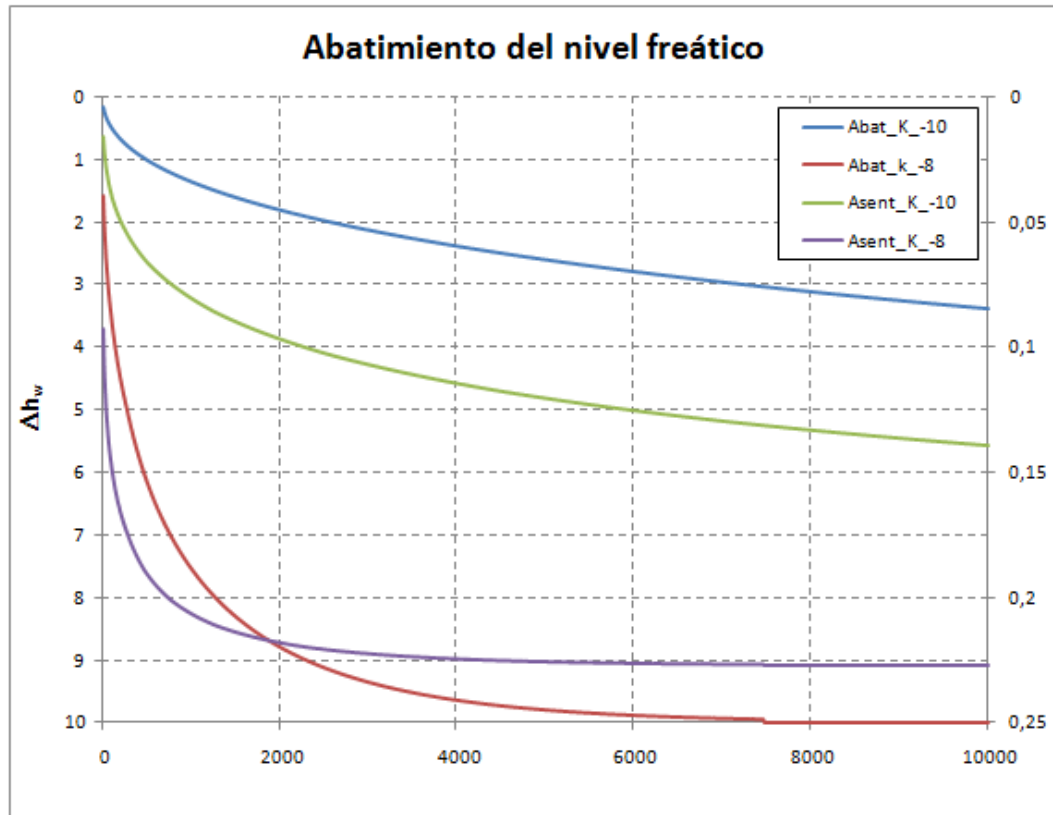


Figura 31. Abatimiento y asentamiento en función del número de intervalos de tiempo

La caída en la cabeza piezométrica es instantánea y equivalente al descenso de 10m de columna de agua, lo cual es representado en el modelo físico por el descenso de 10m en la superficie del agua en el tanque de equilibrio.

El estrato superior tiene una permeabilidad de referencia de 1×10^{-8} m/s en el primer modelo y de 1×10^{-10} m/s en un segundo modelo, en el estrato inferior la permeabilidad es 8×10^{-8} m/s en el primer modelo y de 8×10^{-10} m/s en el segundo; de esta forma la relación de permeabilidad entre los estratos es de 1:8 y la relación de permeabilidad entre modelos es de 1:100.

El abatimiento tiene una tendencia asintótica hacia el valor de 10m, consecuente con la caída de cabeza piezométrica establecida como condición inicial; el 50% del abatimiento total se produce durante el primer año con una tasa aproximada de 12cm/año; el 95% del abatimiento ocurre a los 3400 días y la tasa de descenso del agua a partir de este tiempo

es inferior a 3mm/mes. El 99,5% del abatimiento se consigue a los 7460 días de iniciado el proceso, con una tasa promedio de descenso de 11,2mm/año.

En el segundo modelo, la permeabilidad menor del sistema hace que transcurridos 10000 días el abatimiento sea inferior a 3.5m, es decir menor al 35% de la caída piezométrica inicial, razón por la cual no es evidente el comportamiento asintótico hacia el valor de 10m que se observa en el primer modelo. La tasa promedio de abatimiento para el último año es de 46,6mm/año.

El asentamiento en los dos modelos sigue la misma tendencia del abatimiento, en el primer modelo el asentamiento para el 95% del abatimiento es de 22,38cm y para el 99.5% del abatimiento es de 22,7cm; en el segundo modelo el asentamiento producido para el 34% del abatimiento es de 13,9cm, en un tiempo de 27 años.

La relación de asentamiento-abatimiento ($s/\Delta h_w$) para los dos modelos con relación de permeabilidad de 100 se muestra en la Figura 32, para el modelo con mayor permeabilidad la relación $s/\Delta h_w$ varía entre cerca del 6% y 2,2%, lo que significa que por cada metro de abatimiento del nivel freático, el asentamiento estará entre 2,2 y 6cm; para el modelo con menor permeabilidad, la relación $s/\Delta h_w$ varía entre el 10% y el 4%, lo que significa que el asentamiento producido por el descenso de un metro en el nivel freático se encuentra entre 4 y 10cm. Los dos modelos muestran la misma tendencia, con una relación asentamiento-abatimiento que decrece rápidamente en el primer 20% del tiempo de simulación, para después tener asintóticamente a un valor equivalente aproximadamente al 30% de la relación inicial.

Aunque la permeabilidad de referencia del primer modelo es 100 veces mayor que la permeabilidad de referencia del segundo modelo, la relación asentamiento-abatimiento para el primer modelo es en promedio la mitad de la misma relación obtenida en el segundo modelo. Esto se debe a que el asentamiento para el suelo de menor permeabilidad es mayor que el generado en el suelo de mayor permeabilidad, por el efecto del esfuerzo de infiltración en la deformación.

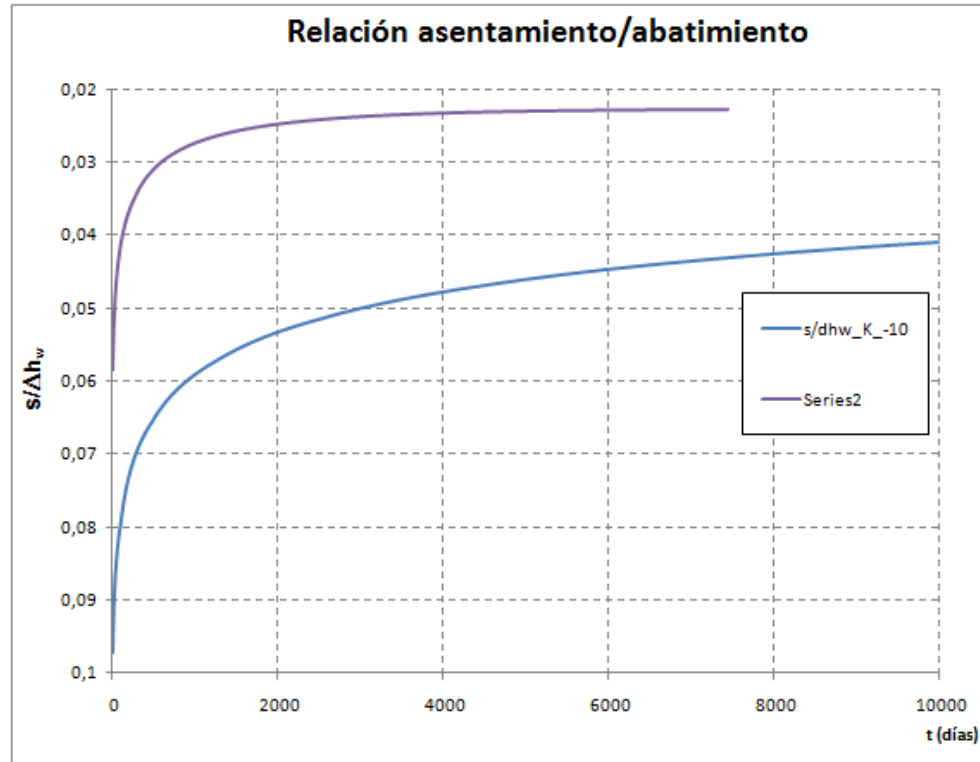


Figura 32. Relación asentamiento-abatimiento para modelos con relación de permeabilidad de 100

5.4 Modelo con descenso gradual

Con la misma geometría y parámetros del suelo del modelo anterior, con permeabilidad de referencia de 1×10^{-8} m/s y 8×10^{-8} m/s para los estratos 1 y 2 respectivamente, se establece otro modelo en el cual la disminución en la cabeza piezométrica ya no ocurre de forma instantánea, la condición inicial que define cada uno de estos modelos es la tasa de descenso de la cabeza piezométrica; las tasas de descenso son: 0,5m/año, 1,0m/año, 1,5m/año y 2,0m/año.

Para el primer modelo, la tasa de descenso de la cabeza piezométrica es de 0,5m/año, con un límite para el descenso máximo de 10m, lo que se representa por el descenso en la superficie del agua en el tanque de equilibrio a razón de 0,5m año durante 20 años. El modelo simula el proceso de abatimiento y deformación durante un periodo de 10000días, equivalente a 27,4 años, en intervalos de tiempo de 10 días.

En la Figura 33 se presenta el resultado de la simulación, expresado como abatimiento del nivel freático a través de la altura de la columna de agua (eje de las ordenas izquierdo) y como asentamiento de la superficie del terreno a través de la altura de la columna de

suelo (eje de las ordenadas derecho), ambas variables en función del número de intervalos de tiempo.

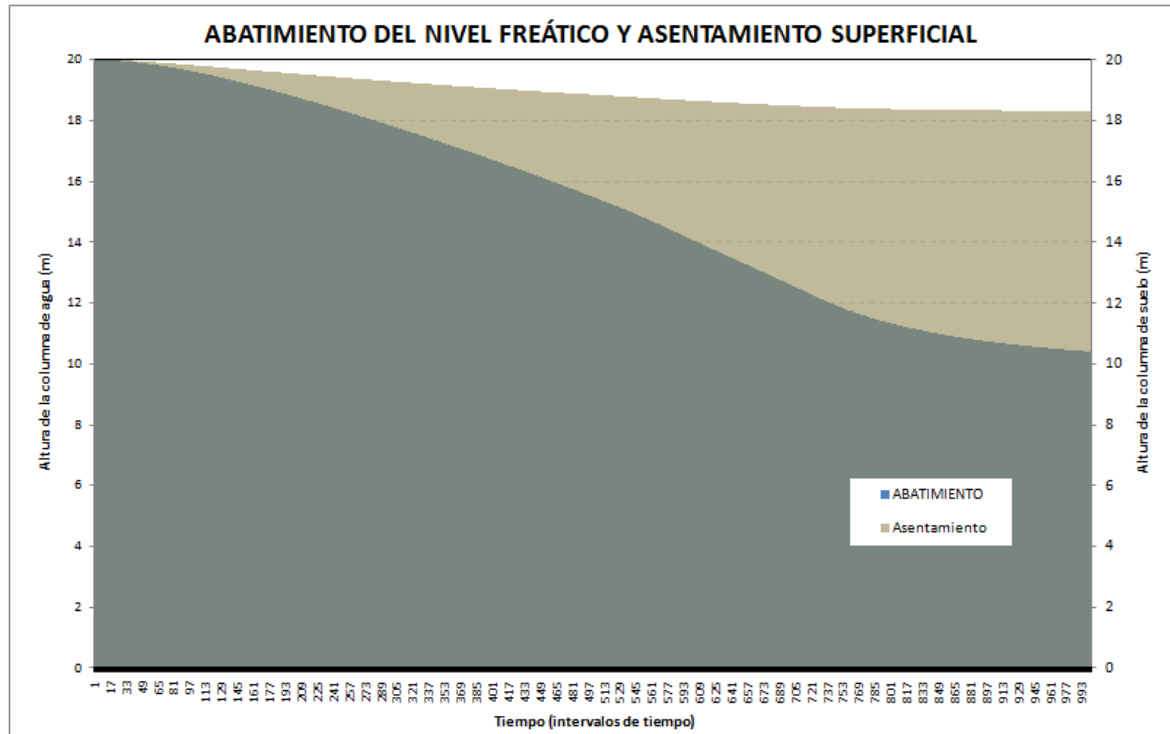


Figura 33. Abatimiento y asentamiento del terreno, para una tasa de descenso de la cabeza piezométrica de 0,5m/año

El segundo modelo simula el abatimiento del nivel freático y el asentamiento del terreno cuando la tasa de descenso de la cabeza piezométrica es de 1,0m/año, con un límite para el descenso máximo de 10m, lo que se representa por el descenso en la superficie del agua en el tanque de equilibrio a razón de 1,0m/año durante 10 años. Al igual que el primer modelo, la duración de la simulación es para un periodo de 10000días, equivalente a 27,4 años, en intervalos de tiempo de 10 días. En la Figura 34 se presenta el resultado de la simulación.

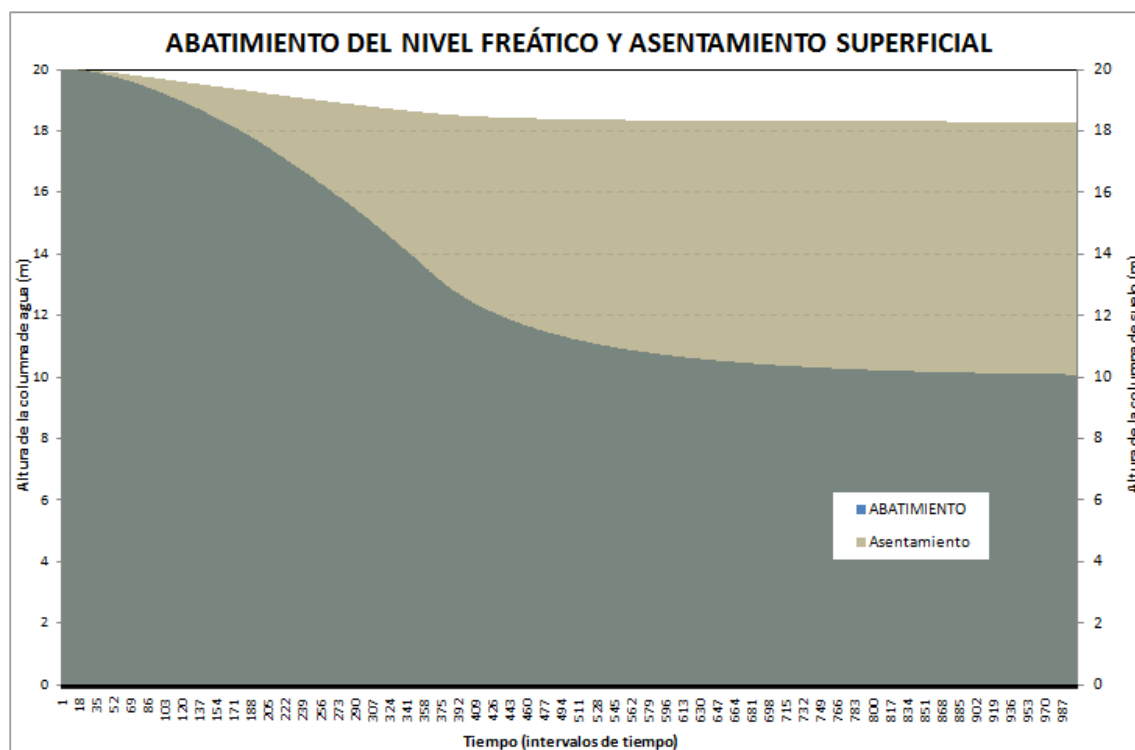


Figura 34. Abatimiento y asentamiento del terreno, para una tasa de descenso de la cabeza piezométrica de 1,0m/año

El tercer modelo simula el abatimiento del nivel freático y el asentamiento del terreno cuando la tasa de descenso de la cabeza piezométrica es de 1,5m/año, con un límite para el descenso máximo de 10m, lo que se representa por el descenso en la superficie del agua en el tanque de equilibrio a razón de 1,5m/año durante 6,67 años. Al igual que los modelos anteriores, la duración de la simulación es para un periodo de 10000días, equivalente a 27,4 años, en intervalos de tiempo de 10 días. En la Figura 35 se presenta el resultado de la simulación.

Por último, el cuarto modelo simula el abatimiento del nivel freático y el asentamiento del terreno cuando la tasa de descenso de la cabeza piezométrica es de 2,0m/año, con un límite para el descenso máximo de 10m, lo que se representa por el descenso en la superficie del agua en el tanque de equilibrio a razón de 2,0m/año durante 5,0 años. Al igual que los modelos anteriores, la duración de la simulación es para un periodo de 10000días, equivalente a 27,4 años, en intervalos de tiempo de 10 días. En la Figura 36 se presenta el resultado de la simulación.

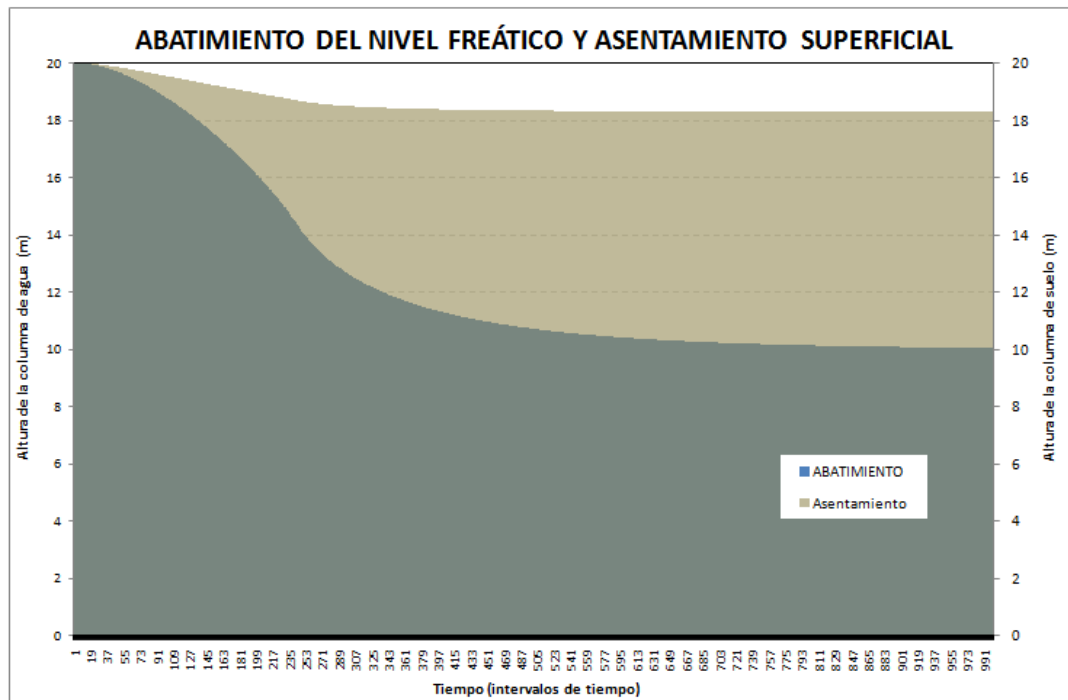


Figura 35. Abatimiento y asentamiento del terreno, para una tasa de descenso de la cabeza piezométrica de 1,5m/año

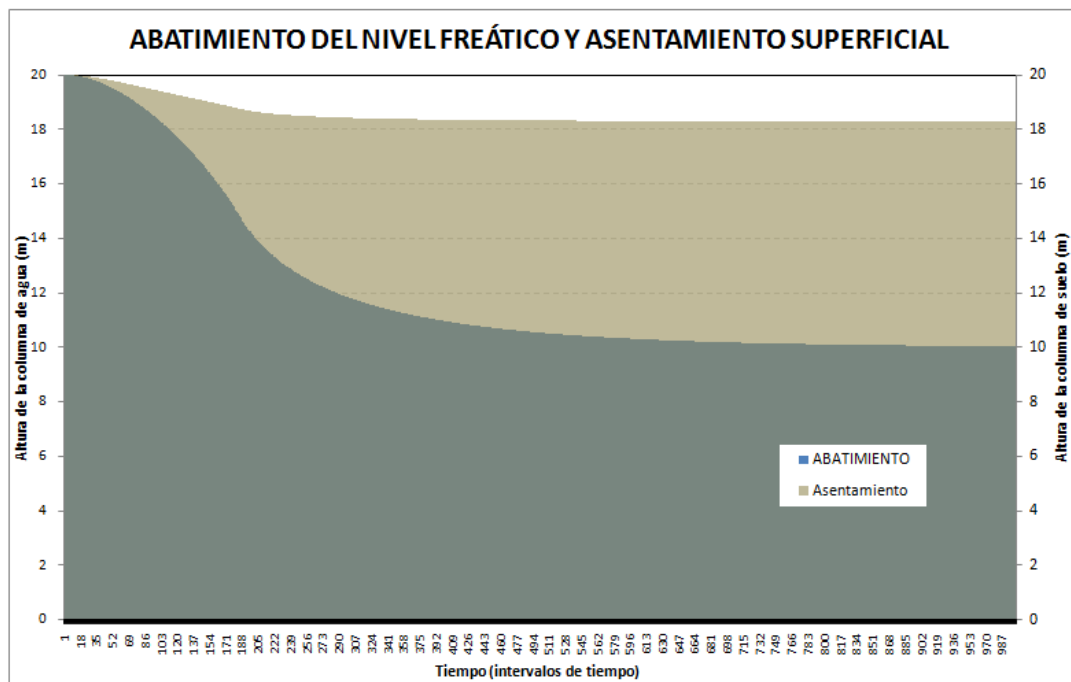


Figura 36. Abatimiento y asentamiento del terreno, para una tasa de descenso de la cabeza piezométrica de 2,0m/año

En la Figura 37 se muestra el abatimiento del nivel freático (línea continua) para los cuatro modelos con descenso de la cabeza piezométrica variable (línea discontinua) y con un modelo adicional que corresponde al descenso inmediato de cabeza piezométrica. Se observa en los modelos con tasa que el abatimiento inicialmente es lento, siguiendo una tendencia potencial hasta el momento en el cual la cabeza piezométrica que controla el flujo alcanza el mínimo establecido de 10m, es decir a los 20 años, 10 años, 6,67 años y 5 años para las tasas de 0,5m/año, 1,0m/año, 1,5m/año y 2,0m/año respectivamente.

Después de que se ha alcanzado el máximo descenso en la cabeza piezométrica, está permanece constante, entonces la tendencia cambia exhibiendo un comportamiento que se ajusta más al decremento de tipo logarítmico, similar al comportamiento que exhibe cuando el descenso de la cabeza piezométrica es inmediato.

El tiempo para el cual se alcanza el 95% del abatimiento en el caso de descenso cabeza piezométrica con tasa de 0,5m/año es de 9630 días, para el caso en el cual la tasa es de 1,0m/año el 95% del abatimiento se consigue a los 6560 días, si la tasa es de 1,5m/año el mismo porcentaje de abatimiento se consigue a los 5600 días y para la tasa de 2,0m/año el tiempo requerido para alcanzar el 95% del abatimiento es de 5110 días; en el caso en que el descenso de la cabeza piezométrica sea inmediato, el 95% del abatimiento se consigue a los 3450 días. Por tanto, el tiempo en que ocurre un porcentaje del abatimiento no es lineal con la tasa de descenso de la cabeza piezométrica, el comportamiento que se observa al relacionar estas dos variables es logarítmico, con valor asintótico de 3450 días para las tasas en incremento.

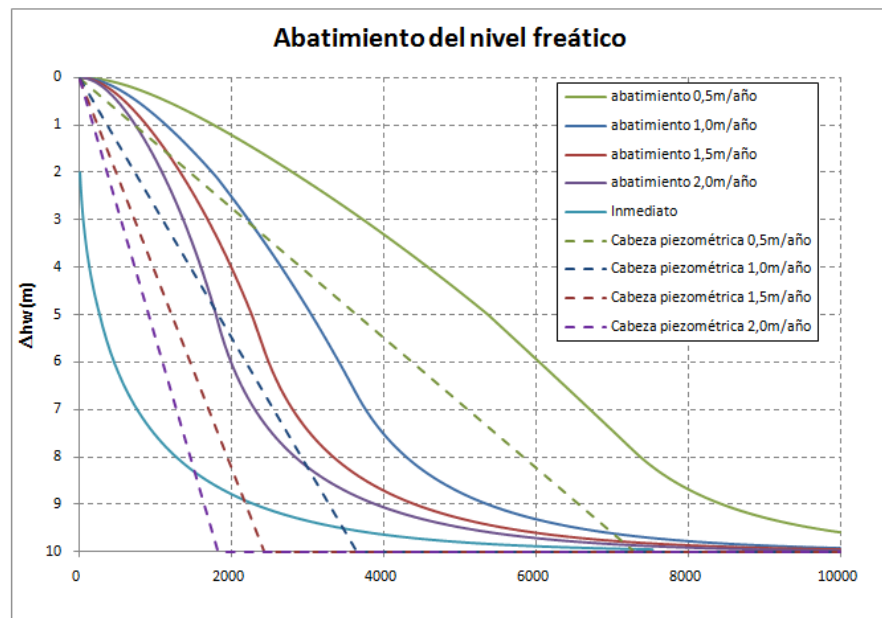


Figura 37. Abatimiento del nivel freático para descenso del cabeza piezométrica inmediato y gradual a diferentes tasas

En la Figura 38 se muestra la tendencia que sigue el asentamiento del terreno asociado al abatimiento del nivel freático, cuando éste es originado por descensos de la cabeza piezométrica graduales o de forma inmediata; en general se observa que el comportamiento del asentamiento se aproxima a un comportamiento lineal con el tiempo para una gran parte del proceso, tendiendo a un valor asintótico de 1,7m.

En el caso del descenso del nivel piezométrico inmediato, el asentamiento sigue una tendencia de decrecimiento logarítmico con el tiempo, con asíntota en el valor 1,79m

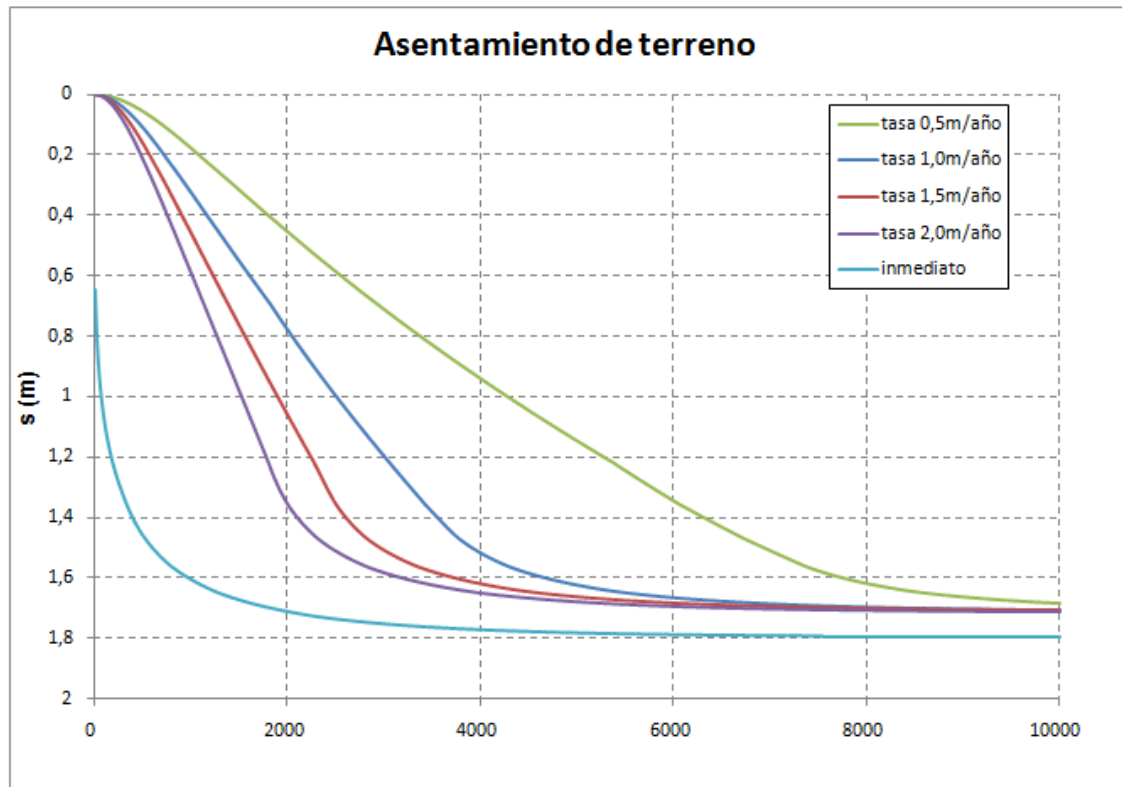


Figura 38. Asentamiento del terreno asociado al abatimiento del nivel freático cuando el descenso del cabeza piezométrica es inmediato y gradual a diferentes tasas

En la Figura 39 se muestra la gráfica de la relación asentamiento/abatimiento contra tiempo, en esta se observa que en los casos en los cuales el descenso de cabeza piezométrica es gradual en el tiempo la relación de asentamiento abatimiento aumenta en los primeros 3 años aproximadamente, tiempo en el cual se tiene el máximo de esta variable; después la relación disminuye tendiendo a un valor asintótico en 0,17, la tasa a la que disminuye está relacionada con el tiempo al cual se detiene el descenso de cabeza piezométrica.

Para el caso en que el descenso de cabeza piezométrica es instantaneo, la relación asentamiento abatimiento siempre disminuye, tendiendo asintóticamente al valor 0,18.

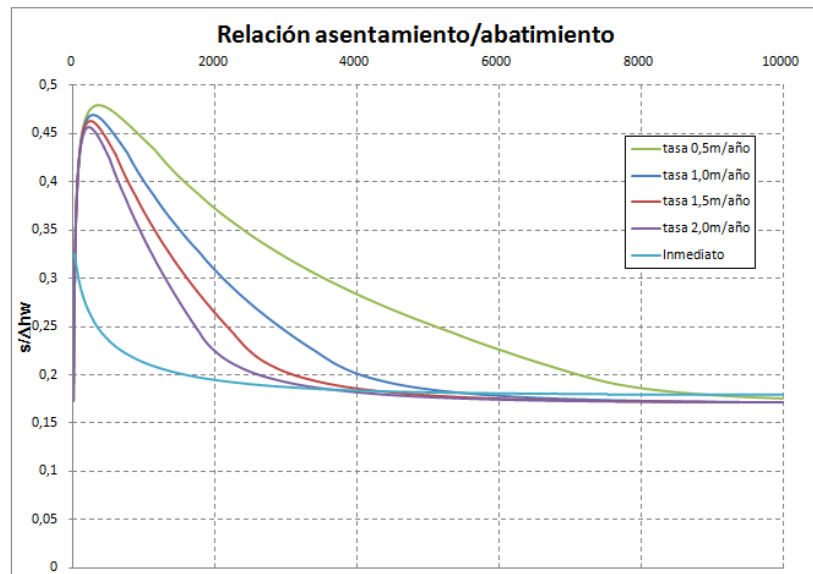


Figura 39. Relación asentamiento/abatimiento cuando el descenso de la cabeza piezométrica es inmediato y gradual a diferentes tasas

En la Figura 40 se presenta la variación de la presión de poros con el tiempo, en la gráfica de la izquierda para el caso en el que el descenso de la cabeza piezométrica es gradual con tasa de 0,5m/año, en la gráfica de la derecha se muestra para el caso de descenso inmediato de la cabeza piezométrica. Cada curva representa la presión de poros, en KPa, en cada uno de los elementos en que fue dividida la columna de suelo, de esta forma la curva que se encuentra más abajo en la gráfica corresponde al elemento No 10 del est

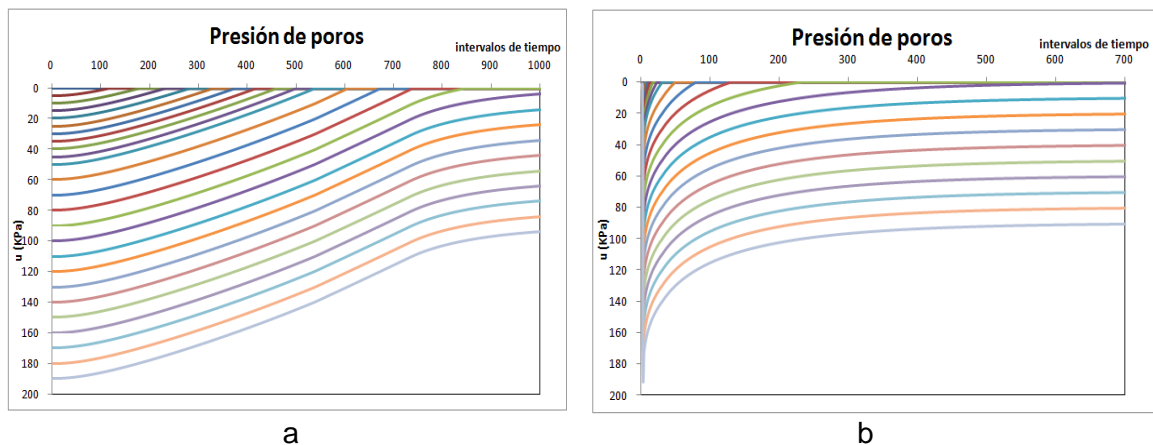


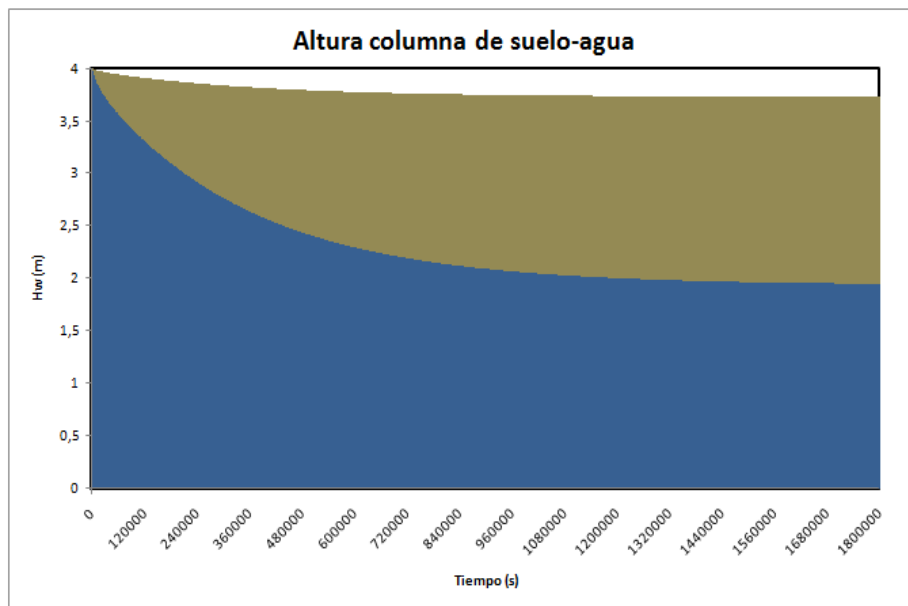
Figura 40. Variación de la presión de poros en el tiempo, cada curva corresponde a un elemento de suelo, a) descenso de cabeza piezométrica con tasa de 0,5m/año; b) descenso inmediato de cabeza piezométrica.

5.5 Modelo resolviendo la ecuación de consolidación con frontera móvil

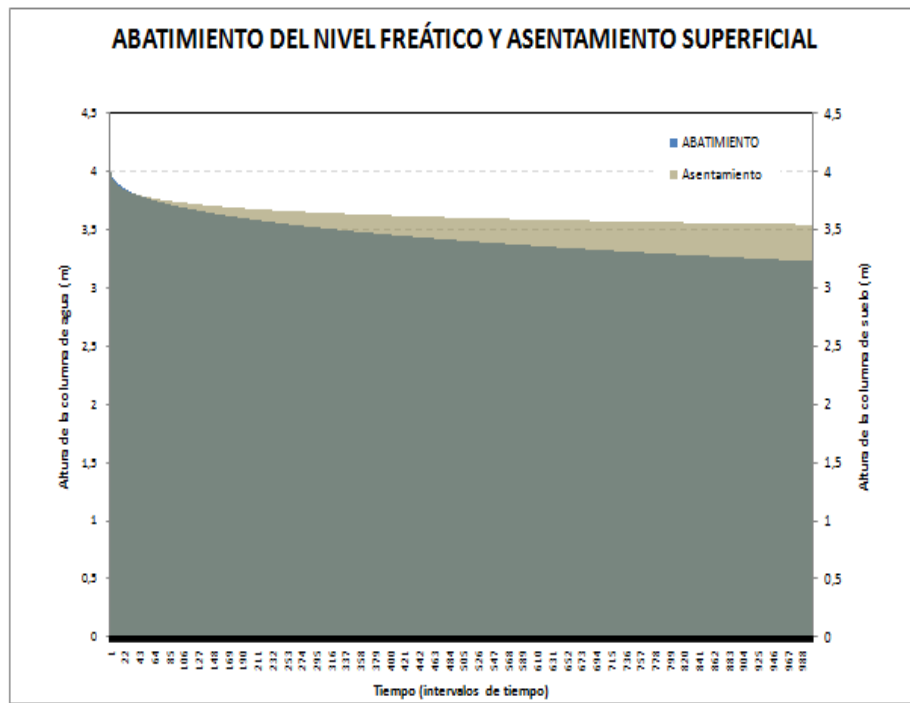
La ecuación de consolidación se resolvió para condición inicial hidrostática, condición de frontera inferior definida por la presión en el tanque de equilibrio cuando el descenso es inmediato y condición de frontera superior móvil, definida por la presión de poros negativa para los elementos que quedan por encima del nivel freático. El tiempo de simulación del proceso abatimiento-asentamiento es de 20,8 días.

Para los mismos parámetros del suelo y geometría del problema anterior se determinó el comportamiento abatimiento-asentamiento con el modelo por intervalos, mostrado en los ejemplos anteriores, el tiempo de simulación en este caso es de 27 días.

En la Figura 41 se observan los resultados obtenidos con los dos modelos, las diferencias principales son: en el modelo que resuelve la ecuación de consolidación el abatimiento es más rápido y la deformación menor respecto al modelo por incrementos. esto se debe a la actualización de los parámetros que en el segundo modelo se implementaron mientras en el modelo de consolidación, los parámetros son invariantes.



a



b

Figura 41. Comparación entre los resultados del modelo, a) de consolidación con frontera móvil y b) de abatimiento-asentamiento por intervalos de tiempo.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se concluye acerca del estudio realizado, de los resultados del modelo y se dan algunas recomendaciones pertinentes.

6.1 CONCLUSIONES

- Una diferencia de cabeza piezométrica en un modelo acuitardo-acuífero, la cual se da con frecuencia al extraer agua subterránea, conduce a la condición de flujo a través del suelo fino, esta condición se ve reflejada en dos hechos notables relacionados entre sí, el abatimiento del nivel freático y la subsidencia del terreno. Con base en la relación de estos dos fenómenos se ha establecido un modelo que permite determinar el comportamiento del agua contenida en el suelo y del suelo mismo.
- En el comportamiento del abatimiento del nivel freático influye la forma en que la diferencia de cabeza piezométrica que genera el flujo varía en el tiempo, es decir si del descenso de cabeza piezométrica se da en forma instantánea o gradual, la definición de esta condición junto con la permeabilidad del suelo determinará la velocidad a la cual se abate el nivel freático y por consiguiente la velocidad a la cual se asienta el terreno, este parámetro es importante para controlar las tasas de extracción de agua subterránea permitiendo la recarga de los acuíferos como una forma de controlar los problemas de subsidencia.
- El mecanismo de deformación asociada al descenso del nivel freático tiene en cuenta dos aspectos que influyen en los esfuerzos efectivos del suelo, el primero corresponde al efecto que tiene el alivio de presión de poros, el segundo corresponde al efecto que tiene el flujo descendente a través de capas de suelo fino.
- La deformación que ocurre como consecuencia del proceso de abatimiento del nivel freático, requiere que los parámetros del suelo involucrados en el flujo del agua y la deformación del suelo, la permeabilidad y el modulo de compresibilidad respectivamente, sean actualizados en cada paso; en este trabajo, estos dos parámetros están controlados por el coeficiente de consolidación C_v constante para cada estrato durante el proceso de abatimiento, pero tanto la permeabilidad como la compresibilidad varían con el estado de esfuerzos corriente en el suelo.
- En el caso particular de cálculo realizado para comparar los resultados obtenidos al resolver la ecuación de consolidación con frontera libre y el modelo abatimiento-asentamiento por intervalos, se observa que los asentamientos obtenidos al aplicar la ecuación de consolidación son menores respecto a los obtenidos con el modelo abatimiento-asentamiento, esto se debe a que en este último modelo se tiene en cuenta el efecto que ejerce el flujo de agua a través del suelo.
- En un medio estratificado, en el que cada estrato es discretizado, la cantidad de flujo que pasa a través de cada elemento debe ser la misma a lo largo de toda la columna de suelo, esta condición permite trabajar el flujo en el sistema a través de

la permeabilidad equivalente de suelos en serie, obteniendo resultados satisfactorios.

- En la magnitud del asentamiento, el espesor de los estratos influye de manera importante, ya que los cambios en los esfuerzos que generan la deformación se producen a lo largo de todo el estrato; los incrementos de esfuerzos asociados al cambio de posición del nivel freático son constantes para cada instante de tiempo, en el caso de incrementos asociados al flujo, éstos aumentan con la profundidad.

7. BIBLIOGRAFÍA

En este capítulo se incluyen las referencias bibliográficas que se han consultado para hacer posible el desarrollo de la tesis.

BIBIOGRAFÍA

1. AGUILAR P., Antonio L. ORTEGA G., Adrián. HUBP. José L., ORTIZ Z., Dalia. Análisis numérico acoplado de los desplazamientos verticales y generación de fracturas por extracción de agua subterránea en las proximidades de la Ciudad de México. *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas*, vol. 23, núm. 3, p. 247-261. 2006.
 2. AHMED, Zafar. McVAY, Michael, HORHOTA, David, HO, Robert. Polk County Expressway: A laboratory, Numerical, and Field Study of Consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2005.
 3. CHEN CX; SHINPING P; JIAO JJ. Land subsidence caused by groundwater exploitation in Suzhou city, China. *Hydrogeology Journal*, p 275-287, 2003
 4. CONTE. Enrico, Consolidation analysis for unsaturated soils, *Canadian Geotechnical Journal*. 41: p599-612, 2004
 5. DÍAZ R., Jorge A. Los suelos lacustres de Ciudad de México. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol 6.
 6. GAUDIANO Marcos E. Problemas de frontera libre en la difusión de solventes en polímeros, Universidad de Córdoba, 2008.
 7. INSTITUTO COLOMBIANO DE GEOLOGÍA Y MINERÍA - INGEOMINAS; Programa de Exploración de Aguas Subterráneas, diciembre 2004.
 8. LI Jiang. A nonlinear elastic solution for 1-D subsidence due to aquifer storage and recovery applications.
 9. LI, C. TANG, X. MA, T. Land subsidence caused by groundwater exploitation in the Hangzhou-Jiaxing-Huzhou Plain, China. *Hydrogeology Journal*, p 1652-1665, 2006.
 10. LOBO-GUERRERO, Alberto. Descensos de agua subterránea en la Sabana de Bogotá, VIII Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia-II Foro sobre geotecnia de la Sabana de Bogotá, Sociedad Colombiana de Geotecnia, 1995.
 11. RODRÍGUEZ. Jorge A. Contribución al análisis de asentamientos regionales en Bogotá. XIII Congreso Colombiano de Geotecnia – VII Seminario Colombia de Geotecnia. 2011.
 12. SHI XIAO QING, XUE YU QUN, YE SHU JUN, WU JI CHUN, ZHANG YUN, YU JUN, Characterization of land subsidence induced by groundwater withdrawals in Su-Xi-Chang area, China. *Environ Geol*. Springer-Verlag, 2006.
 13. SNOWDEN, Jesse O., Drainage-Induced land subsidence in Metropolitan New Orleans, Louisiana, U.S.A. University of New Orleans.
 14. UNESCO, ed., POLAND. Joseph F., Guidebook to Studies of Land Subsidence due to Groundwater Withdrawal, 1984.
 15. USGS, U.S. GEOLOGICAL SURVEY. Land Subsidence in the United States. Circular 1182, 1999.
-

16. VÁZQUEZ C, Jesús N. Cálculo de la subsidencia unidimensional debida los descensos del nivel piezométrico aplicado al caso urbano de Murcia y a los efectos sobre sus edificios. Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla, 2001.
17. VÁZQUEZ C, Jesús N., ALPAÑÉS José L. de Justo. Subsidencia Unidimensional No Lineal de un suelo saturado. Aplicación al casco Urbano de Murcia. Revista de Obras Públicas/ abril 2004, No. 3443.
18. VÉLEZ, Maria V. Hidráulica de aguas subterráneas, tercera edición, Universidad Naciona del Colombia, Facultad de minas. 2004.
19. WOLANSKI. Noemí. Introducción a los problemas de frontera libre. Cursos y Seminarios de Matemática, Fascículo 2. Universidad de Buenos Aires, 2007
20. ZHANG. Xiong. Consolidation theories for saturated-unsaturated soils and numerical simulation of residential building on expansive soils. 2004.